1 р. 35 коп
МО-20-5-2

Всесоюзный государственный автогенный трест (ВАТ)

671.52
Og4sv

труды
комиссии вснх
по изучению
автогенного дела
за границей

Инж. А. С. Огиевецкий

Сварка строительных металлоконструкций

ОНТИ • НКТП СССР
ГОСМАШМЕТИЗДАТ
1932 МОСКВА

UNIVERSITY OF
ILLINOIS LIBRARY
AT URBANA-CHAMPAIGN
STACKS

Digitized by the Internet Archive
in 2025 with funding from
University of Illinois Urbana-Champaign Alternates

https://archive.org/details/svarkastroitelny00ogie

ВСЕСОЮЗНЫЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ АВТОГЕННЫЙ ТРЕСТ (ВАТ)
ТРУДЫ КОМИССИИ ВСНХ ПО ИЗУЧЕНИЮ АВТОГЕННОГО ДЕЛА ЗА ГРАНИЦЕЙ

Инж. А. С. ОГИЕВЕЦКИЙ

СВАРКА СТРОИТЕЛЬНЫХ МЕТАЛЛОКОНСТРУКЦИЙ

THE LIBRARY OF THE
JAN 18 1934
UNIVERSITY OF ILLINOIS

ОНТИ НКТП СССР
ГОСУДАРСТВЕННОЕ НАУЧНО-ТЕХНИЧЕСКОЕ ИЗДАТЕЛЬСТВО
ПО МАШИНОСТРОЕНИЮ, МЕТАЛЛООБРАБОТКЕ И ЧЕРНОЙ МЕТАЛЛУРГИИ
Москва — 1932

ОГЛАВЛЕНИЕ

	Стр.
Предисловие правления ВАТ	3
Предисловие автора	4
I. История развития сварки за границей	5
II. Условия для развития сварки в СССР	6
1, Характер металлоконструкций	7
2, Экономия металла	8
3. Капитальные затраты	9
4. Выводы	—
III. Методы расчета сварных металлоконструкций	—
IV. Опыты проф. Дюстена	30
1. Систематические испытания	—
2. Испытание образцов из профильного металла	32
V. Прочность сварных металлоконструкций	34
VI. О конструкциях, подверженных динамической и переменной нагрузке	40
1. Испытания проф. Дюстена	—
2. Американские методы расчета	42
VII. Примеры расчета сварных соединений	46
1. Расчет соединения раскоса с поясом	—
2. » соединения стойки с поясом	48
3. » диагонали мостовой фермы	49
4. » сварной двутавровой балки	50
5. » стропильной фермы пролетом 10 м	53
6. » соединений раскосного стержня	57
7. » сварной колонны	58
8. » стропильной фермы пролетом 30 м	60
9. » сварного соединения поперечных балок с прогонами	65
VIII. Основы конструирования сварных соединений	66
1. Общие принципы	—
2. Образование узлов	67
3. Составные балки и колонны	71
4. Башмаки и опоры колон	76
5. Наращивание колонн	80
IX. Сварные здания	82
X. Сварные междуэтажные перекрытия	94
XI. Сварные мосты	96
XII. Усиление сооружений	108
XIII. Организация сварочных цехов	114
1. Характер здания и внутризаводской транспорт	—
2. Площади	115
3. Выбор оборудования	117
4. Организация сварочных работ	119
5. Надзор и контроль	124
6. Охрана труда	126
7. Техническое нормирование	—
XIV Испытание сварщиков	128
1. Испытание сварщиков в Америке	130
2. » » в Германии	—
XV. Выдержки из американского регламента по применению сварки в металлоконструкциях	—
XVI. Американский проект правил по применению сварки в мостостроении	132
Библиография	136
Образцы сварочных металлоконструкций	137

Редактор Ю. М. Хай. Техн. редактор Т. Соколова.

Сдано в набор 26/X—31 г. Подписано к печати 9/IV—33 г. Издат № 66 Инд. МО — 20-5-2.

Тираж 10 000. Кол. печ. л. 9. Кол. печ. знаков в л. 72 000. Формат бум. 72 × 1 1/16. Уполн. Главлит Б—18536. Заказ № 4216.

Фабрика книги «Красный пролетарий». Москва. Краснопролетарская, 16

671.52
Og4sv

ПРЕДИСЛОВИЕ ПРАВЛЕНИЯ ВАТ

Вопрос о полезности или бесполезности применения автогенных методов в металлообрабатывающей промышленности, в строительном деле и целом ряде других отраслей промышленности теряет свое значение для работников СССР. Прошло то время, когда консерватизм и расточительство металлов свивали себе прочное гнездо во всех областях нашего народного хозяйства. Западная Европа и Америка далеко шагнули вперед в области техники применения автогенных методов. Мы же шагнули вперед пока что только темпами. Есть у нас количество, но нет качества. Такие страны, как Франция и Англия, темпами мы уже опередили, и им нас не догнать никогда.

Ни в одной отрасли нашего народного хозяйства не стоит так остро вопрос об освоении техники, как в сварочном деле. Свойства всех вообще металлов далеко еще не изучены, а у нас не освоено даже многое из того, что давно известно в других технически более передовых странах.

Вот почему стало совершенно очевидным, что без посылки специалистов в Западную Европу и Америку для изучения автогенного дела, без того, чтобы узнать, что делается в этой области во всех других более передовых странах Западной Европы и Америки, нельзя будет приступить к развертыванию автогенного дела и технически освоить все, что по этому вопросу имеется за границей.

Плохо, когда наши специалисты, уезжая за границу для изучения того или другого дела, после многих месяцев возвращаются обратно, а полученный ими опыт остается достоянием одной только канцелярии какого-нибудь треста или объединения, в лучшем же случае одного какого-нибудь цеха на заводе. Редко появляются труды какой-нибудь комиссии по изучению того или другого вопроса за границей.

С самого начала поездки нашей автогенной комиссии был решен вопрос о необходимости составления капитального труда как по электрической, так и по газовой сварке. Все виденное и изученное должно стать достоянием широкой массы рабочих и техников. Такова была задача автогенной комиссии. Изучалась сварка металлоконструкций, применение ее в машиностроении, судостроении, вагоностроении, в производстве химической аппаратуры, резка металлов, производство кислорода, сварочной аппаратуры, устройство мастерских, школ и техникумов — словом, автогенное дело этой комиссией было охвачено в полном объеме с тем, чтобы весь труд комиссии в целом явился настольной книгой рабочего, техника и инженера.

Настоящая книга инж. Огиевецкого, возглавлявшего техническую часть автогенной комиссии, является первым выпуском из серии трудов этой комиссии.

Придавая особое значение вопросу сварки строительных металлоконструкций, мы считаем необходимым в первую очередь выпустить книгу под названием «Сварка строительных металлоконструкций».

Несмотря на наличие многих сложных формул, которые крайне необходимы инженеру и технику, в этой первой книге рабочий-сварщик и особенно сварщик, работающий на наших гигантах по части металлоконструкций, найдет немало ценного для своей практической работы.

Будем надеяться, что по мере выхода всех выпусков мы сумеем объединить их в одну книгу, которая, повторяем, должна стать ценным вкладом в области автогенного дела для нашего Союза.

Б. Футорян

853545

ПРЕДИСЛОВИЕ АВТОРА

В связи с гигантским ростом строительства в СССР вопрос о рациональном выборе методов производства строительных металлоконструкций приобретает особо важное значение.

В этом отношении мы несомненно идем с большим запозданием, так как ни технико-конструкторские бюро наших проектирующих организаций, ни тем более проектирующие отделы наших металлозаводов не подготовлены к широкому внедрению в строительство автогенных методов обработки металла, которые могут дать нам весьма ощутительную экономию в весе конструкций и их стоимости. В данный момент для всех ясна неоспоримость этого положения, хотя сравнительно недавно оно еще вызывало сомнения. Сейчас уже нет больше споров о том, следует ли варить металлоконструкции, и наши техники и конструктора главным образом интересуются вопросом о том, как следует грамотно разрешить эту задачу.

Предлагаемый вниманию читателей труд, являющийся в значительной степени результатом заграничной командировки автора, как раз имеет своей задачей облегчить заинтересованным кругам работников нашей промышленности разрешение вышеуказанной задачи на основании опыта заграничной практики. Технические и производственные задачи нашей промышленности настолько быстро растут количественно и качественно, что абсолютно нет никакой возможности охватить их полностью в каком-либо одном труде.

Автор нисколько не сомневается, что в этом труде имеется много пробелов, которые необходимо будет пополнить в самом ближайшем будущем, но тем не менее ввиду отсутствия аналогичных работ не только на русском, но и на иностранных языках, настоятельная необходимость в наибыстрейшем опубликовании собранных материалов очевидна.

Величайший экономический кризис, охвативший почти все капиталистические страны, нашел свое отражение в строительстве металлоконструкций. Редко где можно было встретить сколько-нибудь значительные работы по изготовлению сварных металлоконструкций, а потому изучение этого вопроса должно было опираться не только на те объекты, которые в данное время производились, но и на те, которые производились за последние два-три года. Весьма важным было почерпнуть опыт иностранных предприятий, чтобы избегнуть неизбежные «детские болезни» при введении нового технологического процесса.

Благодаря содействию Американского сварочного общества автору удалось не только посетить некоторые весьма крупные предприятия, но и установить связь с наиболее видными специалистами сварочного дела, которые помогли автору изучить многие затронутые в этом труде вопросы.

Автор считает своим долгом особо отметить помощь проф. А. Фогель (Andrew Vogel) американской компании Дженераль Электрик, который дал автору не только много весьма ценных указаний, но снабдил его также весьма интересным техническим материалом из области сварных металлоконструкций. Все его указания и большинство полученного материала нашли отражение в соответствующих отделах книги, за что автор приносит ему свою искреннюю благодарность.

Автор будет весьма обязан читателям за указание каких бы то ни было недочетов в данной работе, которые с благодарностью будут приняты во внимание при дальнейшей проработке вопросов, связанных со сваркой строительных металлоконструкций.

Москва, 2 апреля 1931 г.

А. Ошевецкий

I. История развития сварки за границей

Сварка строительных металлоконструкций является сравнительно новой областью применения сварочной техники.

Не только в Европе, но даже в Америке сварка строительных металлоконструкций применяется только последние пять-шесть лет. В других областях техники сварка получила наибольший сдвиг во время мировой войны и в первые годы после нее. Совершенно другое отмечается в области применения сварки при изготовлении металлоконструкций.

Применение сварки в этой области зависит от многих причин технического и экономического характера, а главным образом от противоречивых интересов отдельных капиталистических групп, в той или иной степени заинтересованных в производстве и сооружении этого вида металлоизделий.

При подходе к изучению этого вопроса с точки зрения возможности и целесообразности применения сварки в металлоконструкциях, сооружаемых в СССР, приходится строго анализировать весь комплекс обстоятельств, регулирующих темп развития и объем применения сварки в этой области техники за границей.

Следует иметь в виду, что в этом вопросе помимо огромной разницы в методах развития капиталистического и социалистического хозяйств, сильно влияющих на темпы внедрения новейших достижений науки и техники, применение сварки в металлоконструкциях в СССР имеет много технических и производственных особенностей, резко отличающихся от таковых в капиталистических странах Европы и Америки.

Прежде всего следует отметить, что инициатива применения сварки в металлоконструкциях принадлежит американской электропромышленности.

Последняя очень широко использовала автогенные методы обработки при постройке электрических машин и аппаратов. Помимо прямой выгоды от применения этого нового технологического процесса на предприятиях электропромышленности широкое развитие сварки в других областях промышленности создало прочную базу для развития производства нового вида электроизделий — электросварочных машин.

Учитывая масштаб применения металла для сооружения различных зданий заводского и гражданского характера, американская электропромышленность обратила свое внимание на эту область техники, рассматривая сооружение металлоконструкций как одну из наиболее емких областей для размещения электросварочной аппаратуры.

Первые широкие опыты в этом направлении были проделаны самой электропромышленностью, которая не ограничилась применением сварки в отдельных неответственных деталях сооружаемых для своих нужд зданий, но предприняла постройку целых сварных зданий одно- и многоэтажных. Параллельно велась лабораторная работа для изучения наиболее рациональных видов соединений отдельных частей зданий и установления расчетных данных для проектирования подобных сооружений. Проведенные работы широко рекламировались. Также указывались и основные преимущества сварки перед клепкой. Наряду с мотивами экономического характера выдвигались такие моменты, как отсутствие шума при сооружении сварных зданий, играющее для Америки очень важную роль.

Однако интересы электропромышленности далеко не совпадали с интересами других промышленных групп, особенно тех, которые были заинтересованы в продаже стали и производстве клепаных металлоконструкций. Интересы последних двух групп тесно переплетены, и в оппозиции они выступали единым фронтом.

Выдвигая аргументы технического характера, как вопрос о надежности сварных сооружений, эта группа промышленников прибегала к аргументации более убедительного свойства, а именно к стоимости сооружений. Имея за собой многолетний опыт в производстве клепаных конструкций, значительную армию высококвалифицированных техников и рабочих и располагая прекрасно оборудованными заводами для производства клепаных конструкций, им не трудно было конкурировать с новым технологическим процессом. Учитывая также особенности американского законодательства, по которому каждый город имеет свой собственный регламент по возведению сооружений, более многочисленная и мощная группа металлопромышленников использовала все свое влияние, чтобы задержать пересмотр этих регламентов в сторону разрешения применения сварки сооружений наравне с клепкой.

Эту борьбу нельзя считать законченной и в данный момент, несмотря на то, что опыт применения сварки в металлоконструкциях за последние годы в достаточной мере усилил позицию электропромышленников для того, чтобы понудить значительное количество американских городов пересмотреть свой строительный кодекс. В настоящее время около ста американских городов допускают применение сварки при постройке зданий, устанавливая однако довольно строгие правила для производства работ.

Сильнейший кризис в американской промышленности и народном хозяйстве вообще затормозил всякое строительство, и потому данный момент не может служить критерием для суждения об объеме применения этого нового метода производства металлоконструкций, который несомненно займет очень видное место в случае расширения строительства.

Совершенно неправильным было бы заключение о возможности полной замены клепки сваркой, не говоря уже о том, что современное состояние американской техники производства клепаных конструкций позволяет конкурировать клепке со сваркой. Приходится учитывать и то, что многие сооружения с точки зрения технической целесообразности следует еще изготовлять клепаными, а не сварными. Дальнейшее усовершенствование методов сварки в сторону механизации самого процесса и улучшения качества наплавленного металла должно определить место сварки при производстве этого вида металлоизделий.

Что касается европейской практики применения сварки в металлоконструкциях строительного характера, то она значительно беднее американской. Сварные здания насчитываются единицами, и по тоннажу сваренного металла объем применения ограничивается немногими тысячами тонн. В дальнейшем при описании сварных сооружений будут приведены примеры выполненных работ.

Этот краткий обзор истории развития применения сварки в строительных металлоконструкциях в достаточной мере выявляет особенности условий развития этого нового процесса в капиталистических странах. Что же касается СССР, то для развития сварки имеются совершенно другие предпосылки, которые и определят как темпы, так и объем применения этого нового технологического процесса.

II. Условия для развития сварки в СССР

Особенности планового социалистического хозяйства СССР совершенно исключают возможность конкуренции отдельных отраслей промышленности и предопределяют одинаковую заинтересованность всех ветвей народного хозяйства в применении наиболее совершенных методов производства. Все, что является технически целесообразным и экономически выгодным для всей страны в целом, может быть проведено в плановом порядке.

Я считаю необходимым подчеркнуть вопрос о выгодности для страны в целом, так как это одно из важнейших обстоятельств для суждения о рациональности замены одного технологического процесса другим. Увязывая в единое гармоническое целое все народное хозяйство СССР, мы имеем полную возможность оценить отдельные факторы, как-то: экономию металла и рабочей силы, вопросы капитального строительства (т. е. необходимых площадей и оборудования), вопросы транспорта и т. д., при внедрении новых методов производства. Именно с этой точки зрения и следует подходить при рассмотрении вопроса о внедрении в СССР

сварки как технологического процесса при производстве металлоконструкций. Условия в СССР настолько отличны от других стран, что придется рассмотреть каждый фактор в отдельности.

1. Характер металлоконструкций

Прежде всего следует остановиться на характере металлоконструкций у нас и за границей. Если прибегнуть к сравнению, то главным образом следует сравнивать Америку и СССР, так как только Америка имеет значительный опыт в применении сварки в металлоконструкциях строительного характера. При этом следует иметь в виду два резко отличающихся друг от друга типа зданий: заводского и гражданского характера.

Если в отношении первого типа зданий мы еще можем говорить о сравнимости для обеих стран, то в отношении гражданских сооружений разница огромная. Многоэтажные металлические скелеты, применяемые широко в Америке, у нас почти не имеют применения. На рассмотрении этого вопроса мы в дальнейшем остановимся более подробно. Что же касается заводских зданий, то при одной и той же конструкции последних характер американских металлоконструкций будет резко отличаться от таковых, изготовляемых в СССР для тех же целей. Это относится как к сварным, так и к клепаным в одинаковой мере.

Резкое отличие объясняется главным образом сортаментом металла, прокатываемым в Америке и у нас в СССР. Имея в своем распоряжении весьма разнообразный сортамент прокатного металла и особенно располагая новейшими типами двутавровых балок, американцы совершенно по-другому подходят к выбору сечений отдельных звеньев конструкций. Располагая тяжелыми профилями, они во многих случаях могут применять чистый прокат там, где нам необходимо составлять сложный профиль из отдельных более мелких профилей и промежуточных звеньев. Еще сравнительно недавно это происходило и в Америке, что можно видеть по характеру старых сооружений. Так например во всех старых линиях подземной дороги все колонны составные клепаные, и на сооружение их потрачено немало времени и средств, в то время как новые колонны изготовлены из двутавровых балок типа Карнэги без единой заклепки по длине колонны. Более того, по приблизительным подсчетам числа заклепок в одинаковых по типу металлоконструкциях оказалось, что американцы ставят в среднем почти в 4 раза меньше заклепок на одну тонну конструкций, чем это приходится делать нам.

Несомненно, что в СССР в дальнейшем сортамент прокатки будет изменен, но пока что приходится считаться с этим и очень осторожно использовать американские данные при проектировании конструкций. С этим вопросом пришлось столкнуться и американцам при проектировании сооружений для СССР (Днепросталь, Харьковский турбинный завод ВЭО, Уральский завод Стальмоста и пр.). Необходимость разработки конструкций из профилей нашего сортамента значительно усложнила их работу по сравнению с тем, что пришлось бы им сделать при проектировке таких же заводов, но для Америки.

При переходе на сварные конструкции следует учитывать вышеуказанные особенности прокатного сортамента, которые предопределяют не только конфигурацию сложных сечений и потребное для соединения количество швов, но также и методы производства.

В американских условиях большинство проката, заготовленного по разработанной спецификации непосредственно на металлопрокатных заводах, можно направить на место постройки; в условиях же СССР все сложные профили, заменяющие американские тяжелые профили, должны быть предварительно заготовлены в сварочных цехах. Отсюда ясно, что как в клепаных конструкциях количество заклепок, необходимых на одну тонну конструкций, резко отличается для Америки и СССР, так и в сварных конструкциях длина швов на одну тонну конструкций в СССР будет значительно больше, чем для Америки. Это обстоятельство предопределяет и необходимую производственную мощность наших новых заводов (площадь, оборудование, внутризаводской транспорт) и сопряженные с этим капитальные затраты.

В этом отношении условия будут далеко не одинаковые для клепаных и сварных конструкций, и возможная экономия будет зависеть от характера самих конструкций. Учитывая характер производимых в СССР металлоконструкций, переход на сварные конструкции следует считать несомненно выгодным.

Как уже было указано выше, не везде и не всегда рационально перейти немедленно на сварку, и при специализации наших заводов это придется взвесить и приступить к широкому и быстрому внедрению сварки в тех металлоконструкциях, где можно получить максимальный экономический эффект при условии обеспечения полной надежности сварных конструкций.

Что касается гражданских сооружений, то они почти несравнимы в СССР и Америке. Если говорить о применении сварки для этих целей, то в СССР это ограничивается главным образом стропильными фермами и, в редких случаях, тяжелыми балками и колоннами. Опять-таки это — изделия, заготовляемые главным образом в цехах и доставляемые в готовом виде к месту постройки. Не исключаются при этом и сварочные работы небольшого масштаба на месте постройки.

Совершенно иное имеем в американских многоэтажных скелетах. Тут вопрос идет о полной замене сваркой всех стыков, соединяемых заклепками. Почти все отдельные звенья конструкции являются чистым прокатом и остается их только соединить в узлах для получения скелета. Фермы составляют обыкновенно ничтожный процент к общему весу металла и для суждения об экономичности замены одного процесса другим приходится учитывать их удельный вес. В данном случае для американцев выступают на первый план совершенно другие факторы, как-то: шум при сборке, скорость работ и стоимость таковых. Таким образом мы видим, что по своему характеру строительные металлоконструкции для нужд народного хозяйства СССР значительно отличаются от американских, и это отличие вытекает, с одной стороны, от различия профилей прокатного металла, а с другой, от характера самих зданий.

Из рассмотрения характера металлоконструкций можно установить, что в СССР большинство из них будет заготовляться в сварочных цехах и что в среднем для изготовления одной тонны конструкций потребуется длина швов в 3—4 раза большая, чем для таковой же в Америке.

Вполне понятно, что для отдельных видов металлоконструкций, где можно подобрать соответствующие профиля, эта разница не будет так велика (сварные фермы, мачты, подкрановые балки и т. п.). Учитывая указанные особенности наших металлоконструкций, придется считаться с ними при проектировке новых металлозаводов и выборе технологического процесса.

2. Экономия металла

Вопрос экономии металла непосредственно вытекает из характера металлоконструкций. Американские показатели в данном случае не могут служить мерилом для наших расчетов. Если например при постройке пятиэтажного здания в Шароне (фирмы Вестингауза) была достигнута валовая экономия в расходе металла в 11—12%, то это совершенно не значит, что наши металлозаводы могут во всех случаях иметь экономию такого же порядка.

В дальнейшем, при описании конструкций отдельных соединений мы более подробно остановимся на этом вопросе, но для наших целей достаточно указать, что 80% деталей этого здания, было заготовлено из прокатного металла и сварка применялась только при составлении скелета. Экономия в весе получилась от сокращения веса связей, но главным образом за счет применения составных сварных профилей вместо клепаных. В то время как на связях (косынки, прокладки и т. п.) можно сэкономить 4—6%, на фермах или сварных двутавровых балках можно получить экономию от 15 до 30%. С другой стороны, следует учитывать особенности нашего сортамента, которые не дают возможности всегда подобрать наиболее выгодное сечение так, чтобы оно одновременно удовлетворяло и статическому расчету и удобству сварки. Но и при этих условиях можно определенно сказать, что в СССР возможная экономия в весе валовой продукции металлоконструкций, в связи с их особым характером, будет больше, чем в Америке. Если же при этом учесть еще и то обстоятельство, что экономия металла для СССР вообще имеет большее значение, чем для других стран, то этот

фактор для развития применения сварки будет иметь достаточно важное значение

Не следует упускать из вида и вопросов транспорта изделий. Когда тоннаж изделий определяется сотнями тысяч тонн и эти изделия перебрасываются на значительные расстояния, снижение веса на 15—30% является весьма важным вопросом в деле рационального использования транспорта и снижения стоимости изделий.

Можно было бы привести еще целый ряд моментов в общих затратах, на которых благоприятно отражается снижение веса продукции, но и приведенных вполне достаточно для общей оценки значения экономии металла в конструкциях строительного характера.

3. Капитальные затраты

Потребность в металлоконструкциях растет с каждым годом, и для полного удовлетворения растущих нужд народного хозяйства намечен к постройке в ближайшие годы ряд гигантов, которые по объему производства превзойдут все то, что имеется в настоящее время на отдельных единицах в Америке.

Для постройки этих заводов требуются миллионные вложения.

При переходе же на сварку потребность в импорте оборудования и части материалов будет значительно меньше. Правильный выбор технологического процесса может дать значительную экономию не только в производстве, но и при постройке самих заводов. Если базироваться на уже имеющемся опыте Америки, то можно определенно сказать, что оборудование цехов для сварки обойдется дешевле таковых для клепки и по характеру производственного процесса потребуется для выпуска той же продукции меньшее количество рабочих, что для СССР, испытывающего в настоящее время недостаток в квалифицированной рабсиле, имеет огромное значение. Детальные подсчеты предположенной при переходе на сварку экономии возможны только в конкретных случаях, но грубо ориентировочно можно принять, что число производственных рабочих будет на 30—40% меньше, чем при клепке.

Оставим пока в стороне вопрос о зарплате, который будет затронут при рассмотрении себестоимости продукции, и отметим здесь возможную экономию в накладных расходах и в расходах на жилстроительство. Последний фактор имеет очень важное значение при постройке новых заводов.

4. Выводы

Расширенное строительство, осуществляемое по пятилетнему плану, требует быстрейшей организации собственного производства металлоконструкций. Характер металлоконструкций таков, что большинство из них будет заготовляться не на месте стройки, а в специальных цехах. Применение сварки в металлоконструкциях может и должно дать значительную экономию в весе и стоимости металлоконструкций. Новый технологический процесс дает возможность получения экономии и в капитальном строительстве.

III. Методы расчета сварных металлоконструкций

Статический расчет сварных металлоконструкций почти ничем не отличается от такого же для клепаных конструкций. Самым важным моментом для обеспечения надежности конструкции является вопрос о распределении напряжений в сварных соединениях и определение допускаемых напряжений для различных усилий (растяжение, сжатие, изгиб и т. п.), действующих в местах сочленения отдельных звеньев конструкции. Подойти чисто теоретически к разрешению этих вопросов было невозможно, так как ни качество наплавленного металла, ни характер его сбединения с основным металлом звеньев не были изучены в достаточной мере для определения упругих деформаций. Некоторые попытки в этом направлении были сделаны за последние годы, но в них имеется столько произвольных допущений, что базой для разрешения производственных задач они слу-

жить не могли. Новизна этого технологического процесса вообще вызывала большие сомнения в надежности сварных соединений; для преодоления пессимизма и косности требовалось не теоретически рассчитать, а практически доказать, что сварные соединения могут быть выполнены с неменьшей надежностью, чем клепаные.

Многочисленные опыты в этом направлении были проведены различными предприятиями в Западной Европе и Америке в течение последних десяти лет, но результаты были трудно сравнимы. В опубликованных данных отсутствует много весьма важных элементов, которые в той или иной степени могли влиять на полученные результаты. Так например отсутствуют данные о силе тока, роде примененных электродов, конструкции швов и т. п. Помимо этого количество проведенных в каждом отдельном случае опытов было совершенно недостаточно для установления средних расчетных данных.

Только за самые последние годы как в Европе, так и в Америке были проведены систематические опыты, которые дали возможность с полной надежностью установить допускаемые расчетные напряжения для разного рода действующих усилий.

В табл. 1 даны результаты испытания сваренных встык образцов котельного железа. Все образцы сварены встык V-образным швом, и утолщениеострогано таким образом, что в месте шва образец несколько тоньше, чем в концах. Для сравнения параллельно со сваренными испытывались цельные образцы из того же металла (без швов посредине).

Таблица 1

(по данным д-ра инж. В. Стрелова, Гамбург)

Размеры образца в *мм*		Площадь поперечного сечения $см^2$	Предел упругости $кг/см^2$	Разрывное		Примечание
толщина	ширина			усилие *кг*	напряжение $кг/см^2$	
6,702	49,9	3,35	3 030	15 200	4 540	Образцы сваренные
6,945	49,9	3,47	3 050	15 650	4 520	
12,10	35,0	4,23	3 355	19 400	4 445	
11,73	35,0	4,11	3 430	19 000	4 630	
18,66	35,0	6,53	2 790	38 100	4 300	
18,55	35,0	6,50	2 470	27 150	4 180	
26,18	35,0	9,16	2 335	38 700	4 230	
26,11	35,0	9,14	2 295	38 700	4 240	
12,26	24,6	3,01	3 320	13 600	4 520	
12,25	24,6	3,01	3 310	13 600	4 520	
6,952	50,10	3,48	2 940	15 250	4 380	Образцы цельные
12,57	35,0	4,39	3 350	19 400	4 420	
18,62	35,0	6,52	2 470	27 300	4 170	
26,51	35,0	9,28	2 270	38 900	4 190	
12,50	24,5	3,11	3 290	13 600	4 400	

Из приведенных в таблице данных видно, что сваренные образцы по прочности не уступают цельным. Эти данные нельзя рассматривать как прочность наварного металла, так как образцы действуют как агрегат и усилие воспринимается совместно как основным, так и наплавленным в шве металлом. Для установления расчетных данных важно знать прочность соединения именно в целом. Что касается предела упругости, то он выше для сварных образцов, чем для цельных. Эти данные однако не показательны для суждения о пределе упругости наплавленного металла. Для этого необходимо испытать образцы, изготовленные целиком из наплавленного металла. Произведенные в Германии испытания подобных образцов дали следующие результаты: разрывное усилие— 4 600 $кг/см^2$, предел упругости — 3 700 $кг/см^2$.

Для образцов из листовой стали, применяемой в судостроении и имеющей разрывное усилие от 4 100 до 4 500 *кг/см²*, предел упругости равен 2 300—3 400 *кг/см²*.

Так как для суждения о прочности и надежности сооружения важнейшим фактором является предел упругости, то можно определенно сказать, что в этом отношении произведенные испытания дали весьма благоприятные результаты. Существенным недочетом является отсутствие в данных испытаниях указаний на упругие свойства наплавленного металла, которые играют большую роль при динамической и переменной нагрузке.

Проведенные инженером Хаас (Haas) испытания образцов, сваренных им в лабораториях Сименс-Шуккерт малоуглеродистыми электродами (С = 0,07—0,16%), дали разрывное усилие, равное 3 210—3 760 *кг/см²*. Эти образцы были сварены на протяжении двух лет (с 1925 до 1927 г.).

Испытания, проведенные за последние три года в Германии как отдельными крупными фирмами, так и научными лабораториями, интересны главным образом тем, что показывают определенное постоянство результатов. Это обстоятельство более важно, чем отдельные выдающиеся результаты, полученные при испытании некоторых образцов. Только благодаря постоянству полученных результатов можно было подойти к составлению регламента по применению сварки в металлоконструкциях и установлению расчетных напряжений для разного рода усилий. Ниже приводятся наиболее существенные главы опубликованного в Германии в июле 1930 г. регламента по применению сварки в строительных металлоконструкциях:

1. На сварные сооружения распространяются все те правила, которые изданы в отношении клепаных металлических сооружений.

2. Производство сварных металлоконструкций может быть поручено вполне надежным фирмам, которые в совершенстве знакомы с этим технологическим процессом и располагают квалифицированным штатом сварщиков для выполнения работ и техников для надзора.

3. В качестве исходного материала для конструкций допускаются те же материалы, что и для клепаных конструкций, если только они удовлетворяют требованиям свариваемости.

4. Электроды следует выбирать соответственно положению шва в пространстве (нижний, горизонтальный, вертикальный, потолочный) с тем, чтобы ими можно было безукоризненно выполнить сварку.

5. Для сварки металлоконструкций можно применить дуговую электросварку постоянным или переменным током, электросварку методом сопротивления, а также газовую сварку.

6. Выбор метода сварки, а также необходимого сварочного оборудования предоставляется предпринимателю.

7. Расположение швов, подлежащих сварке на месте постройки, должно быть заранее обозначено на свариваемых деталях. Равным образом должен быть помечен прорабом или его заместителем порядок наложения швов с тем, чтобы по окончании сварки в соединении не было остаточных напряжений.

8. В качестве руководства для выполнения работ могут служить нижеследующие указания:

а) схватки накладываются на соединяемые части в ненагруженном состоянии, т. е. когда части не находятся под напряжением. Натягивание деталей для сближения таковых перед скреплением схватками не допускается;

б) струбцинки или тому подобные приспособления применяются только для фиксации положения детали, но не для натяга;

в) поверхности, подлежащие сварке, должны быть чисты от ржавчины и загрязнений;

г) при выполнении работ под открытым небом сварщики должны быть защищены от атмосферных влияний соответствующими приспособлениями для того, чтобы они и в непогоду могли безукоризненно выполнять работу.

9. В отношении статического расчета, конфигурации и выполнения конструкции применяются те же правила, что и к клепаным конструкциям, если по характеру своему сварные металлоконструкции не требуют внесения новых конструктивных форм.

10. Если для защиты конструкции от появления ржавчины между соединяемыми частями приходится накладывать швы плотности (для предохранения от проникновения воды), то таковые не принимаются в расчет при определении прочности конструкции.

11. Для расчета длины швов в стержнях, подверженных продольным усилиям (вдоль оси стержня), пользуются нижеследующей формулой:

$$P = F\sigma_{доп}, \qquad (1)$$

где $F = a \times l$, причем

P — усилие, действующее на сварное соединение (в *кг*),

F — площадь поперечного сечения швов (в *см²*),

a — толщина шва в *см* (фиг. 1),

l — общая длина швов в *см* за вычетом длины кратеров, что следует понимать под расчетной толщиной шва (фиг. 1). Длину кратеров принимают равной $2a$.

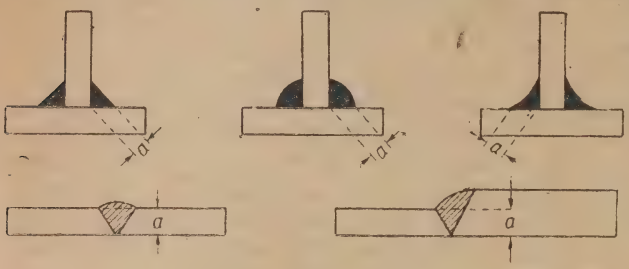
12. Для соединения деталей, подверженных изгибающим напряжениям, могут применяться прерывистые швы для восприятия касательных напряжений.

13. Когда сварные конструкции изготовляются из стали St 37, то при расчете применяются нижеследующие допускаемые напряжения:

на растяжение	720 кг/см²
» сжатие	900 »
» срез	600 »

При одновременном действии растяжения или сжатия и среза сложное напряжение не должно превосходить такового для растяжения или сжатия.

14. При расчете конструкций, подверженных динамической или переменной нагрузке, а также в отношении швов, выполняемых над головой, все указанные в п. 13 допускаемые напряжения снижаются на одну шестую.



Фиг. 1.

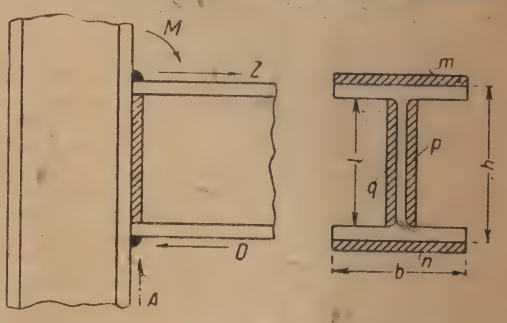
15. Все сварщики перед тем, как допускаться к работе, должны быть подвергнуты испытанию. При испытании должны применяться те же машины, электроды и исходные материалы, с которыми сварщик будет иметь дело во время работы.

Методы испытания сварщиков, предписываемые в различных странах, будут приведены ниже.

Вышеприведенные правила в отношении допускаемых расчетных напряжений значительно строже, чем это было предусмотрено проектом Союза германских инженеров, а именно: в предложенном проекте за основу при расчете металлоконструкций давались следующие напряжения:

на растяжение	850 кг/см²,
» сжатие	1 100 »
» срез	750 »
» изгиб	850 »

Этот консерватизм продиктован отсутствием достаточного опыта в применении нового технологического процесса на практике. Такие низкие допускаемые напряжения, с одной стороны, обеспечивают полную надежность сварных сооружений и гарантируют от каких-либо катастроф, которые могли бы вредно отразиться на развитии применения сварки в этой области. Однако, с другой стороны, они же уменьшают конкурентоспособность данного процесса по сравнению с клепкой и несомненно задержат применение сварки в значительных сооружениях. Вообще эти правила следует рассматривать только как легализацию этого процесса, что же касается допускаемых напряжений, то они несомненно будут повышены, как только будет накоплен достаточный опыт.



Фиг. 2.

Ввиду того что в разработанном в Германии регламенте по применению сварки в металлоконструкциях был обнаружен целый ряд недочетов, он был передан в специальную комиссию для переработки. В старый регламент были внесены изменения, из которых приводятся наиболее существенные:

1. Установленная в опубликованном регламенте формула для расчета напряжений в сварных соединениях, а именно:

$$\sigma_{доп} = \frac{P}{\Sigma al}$$

должна применяться только при расчете стержней, подверженных растягивающим или сжимающим усилиям.

2. Если сварное соединение одновременно подвержено действию срезающих сил и изгибающего момента, то при расчете швов следует учитывать оба усилия; для типового случая, изображенного на фиг. 2, усилия Z и D от действия изгибающего момента определяются по формуле:

$$Z = D = \frac{M}{h},$$

где M — изгибающий момент, h — высота балки.

Напряжение в поперечных швах m и n определяется по формуле:

$$\sigma = \frac{M}{F_1 h},$$

где F_1 — площадь критического сечения шва m или n и равна $F_1 = b \times a$.

Срезающая сила A должна быть воспринята фланговыми швами p и q, и напряжение в них определяется по формуле:

$$\sigma_R = \frac{A}{\Sigma a l},$$

В обоих случаях a является расчетной толщиной шва (фиг. 1).

3. В тех случаях, когда приходится иметь дело с несимметричным сечением или трубчатым элементом и нет возможности определить, какая часть швов воспринимает изгибающий момент и какая часть из них воспринимает срезающее усилие, то отдельно определяют напряжения σ_2 от изгибающего момента и σ_1 от поперечного усилия и считают, что швы подвержены действию результирующего напряжения, равного

$$\sigma_R = \sqrt{\sigma_1^2 + \sigma_2^2},$$

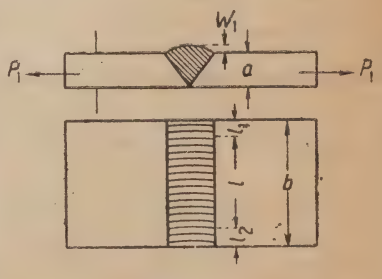
где $\sigma_2 = \frac{M}{W}$; M — изгибающий момент; W — момент сопротивления площади сечения швов, а

$$\sigma_1 = \frac{A}{\Sigma a l}.$$

4. Что касается допускаемых напряжений, то таковые в новом регламенте исчисляются в зависимости от допускаемых напряжений в основном металле и представлены в табл. 1а.

Таблица 1а

Род шва	Характер усилия	Допускаемое напряжение в шве
Стыковые швы . .	Растяжение	0,6
	Сжатие	0,75
	Изгиб	0,6
	Срез	0,5
		от $\sigma_{доп}$
Швы валиком фланговые и поперечные	Любой вид усилия	0,5 $\sigma_{доп}$



Фиг. 3.

Примечание. $\sigma_{доп}$ равно допускаемому напряжению для основного металла соответственно для каждого рода усилия (растяжение, сжатие, изгиб, срез).

Как в старом, так и новом регламенте для большей надежности конструкции при расчете прочности швов принята во внимание не действительная толщина швов, а условная (фиг. 1). Для различных видов швов и для различных случаев нагрузок в Германии инж. Хаас разработаны более подробные формулы с учетом действительной толщины швов, а именно:

1. Шов встык V-образный (фиг. 3).

$$a = S + W_1 \leqslant 1{,}2S,$$

$$l = b - (l_1 + l_2) = b - 2 \times 0{,}8,$$

$$P_1 = alK_z$$

где K_z — временное сопротивление металла шва, а P_1 — разрушающая нагрузка, причем, как видно из этой формулы и фиг. 3, длины кратеров l_1 и l_2 принимаются равными по 0,8 *см*.

Фиг. 4.

Произведенные инж. Хаас испытания необработанных образцов, сваренных встык V-образным швом, дали следующие результаты:

Таблица 2

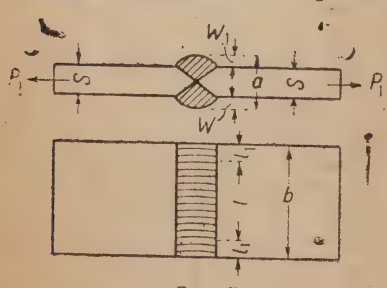
Шов V-образный без снятия утолщения

Число испытанных образцов	Размеры образцов в *см*				P_1 *кг*	K_z *кг/см²*	K'_z *кг/см²*	Отклонение в %
2	1,2	6	0,01	1,21	27 500	3 780	3 750	+ 1
3	1,6	6	0,16	1,76	40 400	3 810	3 750	+ 2
4	0,6	6	0,11	0,71	15 600	3 660	3 750	— 3
4	0,8	6	0,10	0,90	19 200	3 560	3 730	— 5
4	2,0	6	0,16	2,16	40 000	3 710	3 730	— 0,5
4	0,6	6	0,05	0,65	13 500	3 460	3 580	— 4
4	0,8	6	0,09	0,89	19 300	3 620	3 580	+ 1
4	1,0	6	0,09	1,09	23 200	3 560	3 580	± 0

Примечание. K'_z — это разрывное усилие или временное сопротивление образца, полученное теоретически по формуле Хаас, т. е. с учетом утолщения W_1.

Величина W_1 измерялась особым прибором, изображенным на фиг. 4.

Как видно из приведенной таблицы, теоретические данные весьма незначительно разнятся от практически полученных при испытании образцов. При 4-кратном запасе прочности можно было бы, исходя из вышеуказанных результатов, взять допускаемое напряжение на растяжение.



Фиг. 5.

$$\sigma_{доп} = \frac{3\,460}{4} = 865\ кг/см^2 \text{ до } \frac{3\,810}{4} = 950\ кг/см^2.$$

2. Шов встык X-образный (фиг. 5).

$$a = \delta + W_1 + W_2 \leqslant 1{,}3S,$$

$$l = b - (l_1 + l_2) = b - 2 \times 0{,}8,$$

$$P_1 = alK_z.$$

В табл. 3 приведены результаты испытания образцов, сваренных встык X-образным швом без снятия утолщений.

Таблица 3

Шов Х-образный без снятия утолщений

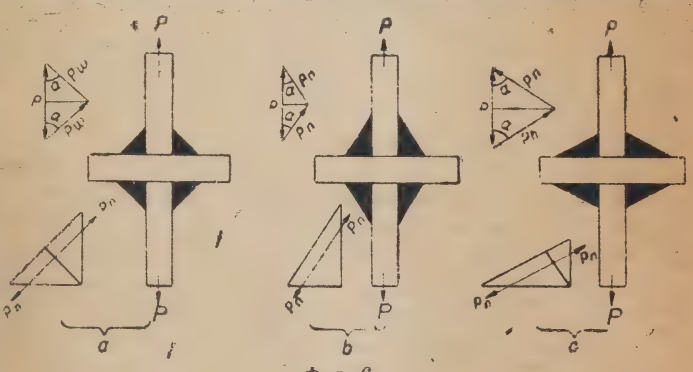
Число испытанных образцов	Размеры образцов в *см*					P_1 *кг*	K_2 *кг/см²*	K_2' *кг/см²*	Отклонение в %
	S	l	W_1	W_2	a				
4	1,6	4	0,07	0,06	1,73	26 600	3 850	3 730	+ 3
3	2,0	4	0,08	0,12	2,2	33 400	3 790	3 730	+ 2
4	2,6	4	0,12	0,08	2,8	42 200	3 770	3 730	+ 1
4	1,6	4	0,03	0,02	1,65	24 600	3 730	3 730	± 0
4	2,0	4	0,02	0,03	2,05	31 800	3 870	3 740	+ 4
4	2,6	4	0,04	0,05	2,69	41 000	3 810	3 740	+ 2
4	1,6	4	0,09	0,07	1,76	24 800	3 520	3 740	— 6
4	2,0	4	0,09	0,08	2,17	29 900	3 440	3 610	— 5
4	2,6	4	0,21	0,11	2,92	41 800	3 680	3 610	+ 2
10 *	1,2	6	0,08	0,07	1,35	15 700	3 620	3 610	± 0

Примечание. Все образцы за исключением последнего, 10-го, помеченного звездочкой, были с боков обработаны.

Как и в случае V-образного шва, отклонения от теоретических значений незначительны, и ни для одного образца временное сопротивление не ниже 3 440 *кг/см²*.

В металлоконструкциях наибольшее применение имеют не швы встык, а швы валиком (fillet weld, kehlnaht), на методах расчета которых следует остановиться.

Основой для расчета служит формула, указанная в правилах по применению сварки в металлоконструкциях, а именно $P = alK_s$. В данном случае a имеет значение высоты треугольника, образующего шов (фиг. 1), т. е. будет совпадать с критическим сечением шва, по которому наиболее вероятен излом под нагрузкой. Швы валиком могут иметь двоякого рода расположение: а) перпендикулярно направлению действующего усилия, и тогда они называются лобовыми, и б) параллельно направлению действующего усилия, и тогда они называются фланговыми.



Фиг. 6.

Хотя в правилах нет никаких указаний относительно характерных особенностей этих двух видов швов, но при расчете металлоконструкций последние безусловно приходится учитывать.

Отсутствие указаний в правилах объясняется принятыми низкими допускаемыми напряжениями, при которых запас прочности достаточен во всех случаях. Более подробно остановимся на этом вопросе при рассмотрении испытаний, произведенных бельгийским профессором Дюстэном, получившим в Америке премию за означенную работу. В случае лобовых швов могут иметь место три варианта швов, изображенные на фиг. 6. Из геометрического построения треугольников равновесия действующих сил видно, что усилия P_n, действующие в швах, будут зависеть от угла α между направлением действующей силы P и нормальной силой P_n, действующей в направлении, перпендикулярном критическому сечению, т. е. что имеет место следующее уравнение:

$$P_n = alK_s = \frac{P}{2\cos\alpha}, \qquad (2)$$

откуда

$$P = 2P_n \cos\alpha.$$

Коэфициент 2 введен потому, что сила P уравновешивается двумя силами P_n. При наиболее часто встречающемся на практике случае $\alpha = 45°$ и $\cos\alpha = \frac{1}{\sqrt{2}}$ ур-ние (2) принимает вид:

$$P = \frac{2P_n}{\sqrt{2}} = \sqrt{2}alK_s = 1{,}41alK_s. \qquad (3)$$

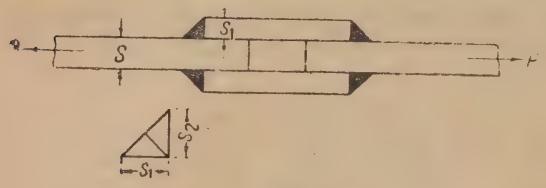
Для случаев b и c примем как крайние положения, что угол α равен соответственно 30 и 60°; тогда для случая b

$$P = 2P_n\cos\alpha = 2P_n 0{,}866 = 1{,}73alK_s, \qquad (4)$$

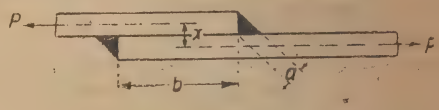
для случая c

$$P = 2P_n 0{,}5 = alK_s = P_n. \qquad (5)$$

Эти формулы дают нам указания на выбор наиболее выгодной конфигурации сечения шва при данном направлении сил, так например из формул (3), (4) и (5) мы видим, что при постоянных a, l и K_s (для металла шва) и направлении силы, показанной на фиг. 6, конфигурация сечения для случая b наиболее выгодная, так как в этом случае соединение может выдержать нагрузку в 1,73 раза большую при том же количестве наплавленного металла.



Фиг. 7.



Фиг. 8.

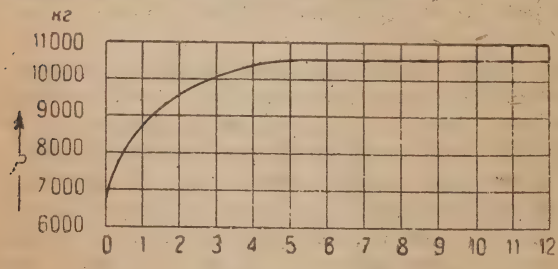
В сварных соединениях с двумя накладами (фиг. 7) усилие P направлено перпендикулярно направлению швов. Предполагая, что применен нормальный шов валиком в виде равнобедренного прямоугольного треугольника, получим, что $a = s_1 : \sqrt{2}$; толщина накладок определится из условия равнопрочности шва и накладок, обозначая временное сопротивление для металла шва через K_z, а для накладок через K_z^1, получим:

$$lsK_z^1 = 2alK_z = \sqrt{2}s_1lK_z,$$

откуда

$$s_1 = s\frac{K_z^1}{K_z}\cdot\frac{1}{\sqrt{2}}. \qquad (6)$$

Что касается швов внахлестку (фиг. 8), то в них приходится учитывать еще напряжения от изгибающего момента вследствие эксцентричного действия сил P. Чем больше x (плечо), тем больше изгибающий момент. С другой стороны, чем больше величина нахлестки, тем меньше сказывается действие изгибающего момента. В выведенную выше расчетную формулу (3) необходимо внести поправку на эксцентричность действия сил и величину нахлестки.



Фиг. 9.

Эксцентричность с своей стороны зависит от толщины свариваемых листов, а потому эта переменная величина тоже должна быть учтена. Произведенные доктором Хаас опыты для установления прочности швов внахлестку в зависимости от размеров шва a, толщины свариваемых листов s и величины нахлестки b показали, что прочность соединения растет прямо пропорционально a и s, но значительно меняется

с изменением b. При $s=1$ *см*, $a=0{,}5$ *см* и $l=3$ *см* для получения одинаковой прочности, т. е. $K_z=\text{const}$, приходится нахлестку изменять в зависимости от P по закону кривой, изображенной на фиг. 9. Поправка была установлена эмпирически, меняя то одно, то другое переменное и сопоставляя теоретически вычисленные результаты с практически полученными при испытании образцов. Расчетная формула представляется в следующем виде:

$$P=\frac{2alK_z}{1+\left(\frac{s}{b+3a}\right)^2} \tag{7}$$

(коэфициент 2 введен ввиду работы двух швов).

Принимая для нормального шва $a=0{,}75$ и величину нахлестки кратной толщине свариваемого металла, т. е. $b=ns$, получаем

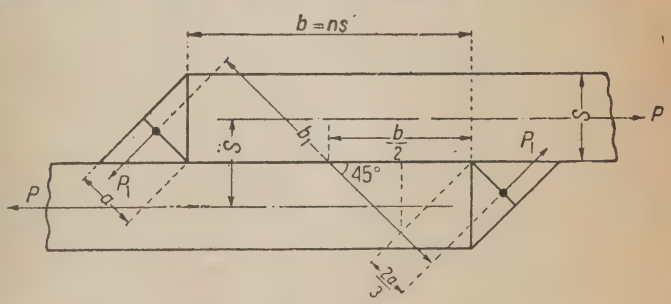
$$P=\frac{2alK_z}{1+\left(\frac{1}{n+2{,}1}\right)^2}. \tag{8}$$

Из кривой фиг. 9 мы видим, что до $n=4$ кривая очень крута, а дальнейшее увеличение n очень мало отражается на характере кривой. Принимая $n=5$ или $b=5s$, преобразовываем формулу (8)

$$P=\frac{2alK_z}{1+\left(\frac{1}{5+2{,}1}\right)^2}=1{,}97alK_z. \tag{9}$$

Эта формула показывает, что уже при $n=5$ можно с достаточной для практики точности производить вычисления по основной формуле $P=2alK_z$.

Результаты испытания образцов, сваренных внахлестку, представлены в табл. 4.



Фиг. 10.

Для того чтобы установить зависимость между действующим в швах усилием, вызываемым эксцентричным приложением нагрузки и величиной нахлестки, обозначим это усилие через P_1 (фиг. 10) и предположим, что оно нормально к плоскости критического сечения и приложено в центре тяжести сечения шва; тогда при принятых на чертеже обозначениях будем иметь:

$$Ps=P_1b_1,$$

но

$$b_1=2\left(0{,}707b+\frac{2}{3}a\right)=1{,}414b+\frac{4}{3}a=1{,}414ns+\frac{4}{3}\cdot 0{,}707s=1{,}414s(n+0{,}66),$$

откуда имеем:

$$Ps=P_1\cdot 1{,}414\cdot s(n+0{,}66)$$

или

$$P_1=\frac{P}{1{,}414(n+0{,}66)};$$

при $n=5$

$$P_1=\frac{P}{1{,}414\cdot 5{,}66}=0{,}125P.$$

Из этого равенства видим, что теоретически влияние эксцентричного приложения сил больше, чем это было получено в опытах д-ра Хаас. Расхождение

объясняется, с одной стороны, действующей между планками силой трения, которая нами не была учтена, а с другой стороны, деформацией самих планок, уменьшающей плечо действующего изгибающего момента.

При расчете фланговых швов надо иметь в виду, что здесь имеет место работа шва на срез, а потому в общем виде расчетная формула может быть написана в виде:

$$P = \Sigma a l K_s, \qquad (10)$$

где K_s — временное сопротивление на срез швов, a — расчетное сечение фланговых швов, а l — длина каждого из них.

Таблица 4

Швы внахлестку по фиг. 8

Количество образцов	Размеры образцов в *см*				P теоретические *кг*	P практические *кг*	Отклонение в %	Примечание
	s	b	a	l				
4	0,81	0,3	0,45	4	11 300	11 700	+ 4	Образцы были обработаны с боков
4	0,81	0,9	0,49	4	13 800	12 800	— 7	
4	0,81	1,7	0,39	4	11 200	12 100	+ 8	
4	0,81	2,5	0,38	4	11 400	10 800	— 5	
4	0,81	4,2	0,41	4	12 500	12 800	+ 2	
4	1,6	0,5	0,52	4	10 100	10 900	+ 8	
4	1,6	1,1	0,70	4	17 300	16 700	— 3	
4	1,6	1,5	0,62	4	15 800	16 100	+ 2	
4	1,6	3,0	0,69	4	18 900	19 000	+ 0,5	
3	1,6	6,0	0,52	4	15 500	16 400	+ 6,0	
4	2,6	0,8	1,23	4	19 000	31 400	+ 8	
4	2,6	2,0	1,05	4	26 800	28 100	+ 5	
4	2,6	4,2	0,98	4	26 200	26 900	+ 3	
4	2,6	6,9	1,15	4	33 400	35 200	+ 5	
4	2,6	8,4	1,25	4	37 500	36 900	— 1,5	

При расчете таких соединений следует иметь в виду то обстоятельство, что напряжения не распределены равномерно по всей длине шва, и при длинных швах средняя часть может оказаться совсем ненагруженной в то время, как края шва могут быть значительно перегружены. Характер работы таких швов был довольно подробно изучен проф. Дюстеном, а также американцами Смитом, Фогелем, Вейскопфом и Мэйлом (см. библиографию).

Исследования вполне подтвердили неравномерность распределения напряжений, но они также подтвердили, что то же явление имеет место при работе заклепочных швов (опыты Фогеля). Исходя из этого, для практических целей обыкновенно устанавливается среднее допускаемое расчетное напряжение. Ввиду того, что на распределение напряжений сильно влияет относительная толщина соединяемых элементов, это обстоятельство следует иметь в виду при конструировании соединений. К этому вопросу мы еще вернемся при рассмотрении основ конструирования сварных соединений. Доктор Хаас рекомендует внести в формулу (10) поправку на основании проведенных им опытов. а именно:

$$P = \Sigma a l K_s \sqrt{1 - \frac{\sigma_1}{2\sigma_2 + 5\,400}}, \qquad (11)$$

где σ_1 — напряжение в основном металле, σ_2 — напряжение в наплавленном металле шва.

Если сварка произведена, как указано на фиг. 6, то напряжения определяются по формулам.

$$\sigma_1 = \frac{P}{bs} = \frac{P}{2b_1 s_1}, \quad \sigma_2 = \frac{P}{4al}.$$

Доктор Хаас помимо влияния длины шва, т. е. неравномерного распределения напряжений, вводит еще поправку на неполный провар в углу валика (фиг. 10а); тогда у него формула (11) принимает вид:

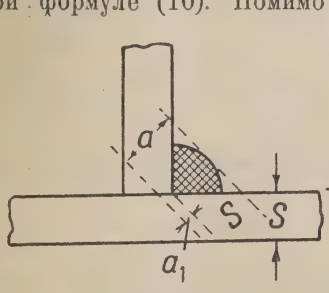
$$P = \Sigma (a - 0{,}1s)\, l K_s \sqrt{1 - \frac{\sigma_1}{2\sigma_2 + 5\,400}}. \qquad (12)$$

Результаты произведенных им вычислений и сравнение их с практическими данными, полученными при испытании сваренных по фиг. 11 образцов, приведены в табл. 5. Как видно из означенной таблицы, численное значение вводимого

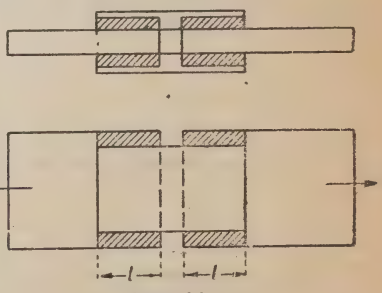
Таблица 5

Размеры накладок *см*	Размеры шва		σ_1 *кг/см²*	σ_2 *кг/см*	*P* теоретически *кг*	*P* практически *кг*	Отклонение %	Численное значение $\sqrt{1 - \frac{\sigma_1}{2\sigma_2 + 5400}}$
	a см	*l см*						
0,8 × 3,0	0,52	2,4	3 400	3 370	15 100	14 800	— 2	0,85
0,85 × 5,0	0,49	2,5	2 070	3 370	15 000	15 800	— 2	0,91
0,8 × 8,0	0,47	2,5	1 240	3 370	15 000	15 400	+ 3	0,95
0,8 × 12,0	0,50	2,5	880	3 370	16 100	17 000	— 6	0,96
0,4 × 8,0	0,24	5,3	2 700	3 370	15 000	14 400	— 4	0,88
0,65 × 8,0	0,30	5,3	2 060	3 370	19 500	18 800	+ 6	0,91
1,0 × 8,0	0,51	5,7	2 450	3 370	35 000	33 900	— 3	0,89
1,6 × 8,0	0,66	5,5	2 050	3 470	47 000	48 100	+ 2	0,92
2,0 × 8,0	0,73	5,2	1 620	3 470	49 500	48 900	— 1	0,93
0,65 × 10	0,41	1,8	790	3 470	9 500	10 200	+ 8	0,97
0,65 × 10	0,39	4,3	1 790	3 470	21 500	23 300	+ 8	0,93
0,65 × 10	0,37	5,9	2 350	3 470	27 500	27 600	+ 0,5	0,90
0,65 × 10	0,40	8,7	3 700	3 470	39 500	38 600	— 2	0,82

поправочного коэфициента меняется очень незначительно и в среднем влияет на полученный результат не более, чем на 5—6%. При нормально принимаемом коэфициенте безопасности 4 это изменение может отразиться на допускаемом напряжении в пределах от 1 до $1^1/_2$%. Эта величина настолько незначительна сама по себе, что только подтверждает правильность принятого на практике расчета по упрощенной формуле (10). Помимо этого следует указать, что введение поправки на непровар в углу валика является совершенно произвольным, так как при хорошем выполнении работы должен быть полный провар; если же таковой и не всегда имеет место, то величину непровара нельзя рассматривать как функцию от толщины свариваемых листов.



Фиг. 10а.



Фиг. 11.

В расчетную формулу следует внести другой поправочный коэфициент, учитывающий влияние размеров шва на удельную прочность. Это влияние сказывается значительно больше, чем вышеприведенные поправки, но опять-таки ввиду низких допускаемых напряжений для простоты вычислений в большинстве случаев этой поправки не вносят. При более же точных вычислениях это можно сделать. Подобная эмпирическая формула дана профессором Бриль для определения допускаемого напряжения на срез при случае динамической нагрузки.

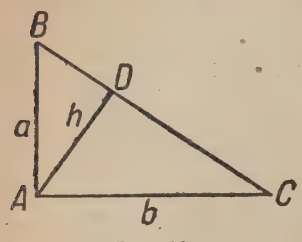
$$K_s = (640 - 80a)\ кг/см^2, \qquad (13)$$

где a — сторона равнобедренного прямоугольного треугольника, образующего шов.

Из этой формулы мы видим, что чем больше a, тем больше второй член в скобках, а следовательно меньше допускаемое напряжение на срез.

Американцы подошли к разрешению вопроса о допускаемых напряжениях чисто эмпирическим путем. Большая зависимость качества шва от квалификации сварщика, метода сварки, рода электродов и т. д., затрудняла обобщение результатов, полученных в разное время и в разных местах. Для того чтобы иметь надежные данные для расчета и конструирования сварных соединений, необходимо было получить качественную характеристику сварного шва при различных его положениях по отношению к действующим усилиям. Для этой цели американцами был проведен целый ряд систематических испытаний над образцами, изготовленными в нормальных заводских условиях сварщиками средней квалификации.

При постановке испытаний имелось в виду определить механическое качество швов, а потому образцы конструировались таким образом, чтобы напряжение в основном металле не превосходило предела упругости. Помимо того испытывались швы разных размеров как по длине, так и по поперечному сечению.



Фиг. 12.

В отношении расположения швов по отношению к действующим усилиям, испытанию подвергались образцы с фланговыми и торцевыми швами; при этом для фланговых швов были созданы конфигурации, соответствующие их наиболее частому применению в конструкциях и особенно в фермах (сдвинутые по оси параллельные швы). Как основа для расчета принимается критическое сечение шва. Принимая сечение шва за прямоугольный треугольник ABC, получим критическое сечение, равное высоте AD, опущенной из вершины угла A на гипотенузу BC. Разрушение шва происходит именно по этому сечению, как показали многочисленные испытания как в Америке, так и Европе. При обозначениях, принятых на фиг. 12, получаем:

$$AD = h = \frac{ab}{\sqrt{a^2 + b^2}}. \qquad (14)$$

На практике в большинстве случаев встречаются швы, в которых $a = b$, и тогда размер критического сечения определяется так:

$$h = \frac{a^2}{\sqrt{2a^2}} = 0{,}707a.$$

Для большей простоты и надежности в расчетах обыкновенно считают

$$h = 0{,}7a. \qquad (15)$$

Равным образом для упрощения расчетов и облегчения работы конструктора американцы исчисляют допускаемое напряжение, исходя из погонной единицы длины шва, т. е. на один погонный дюйм или погонный сантиметр. Этот переход имеет очень важное значение, так как по усилию, действующему в стержне, и допускаемому (на единицу длины шва) напряжению можно быстро определить необходимую длину швов и соответственно выбрать наиболее подходящий профиль. Переход от допускаемого напряжения на $1\ см^2$ сечения шва к допускаемому напряжению на 1 *пог. см* производится следующим образом.

Если обозначим через K_s допускаемое напряжение среза на $1\ см^2$ сечения шва, а через W_s допускаемое напряжение на срез 1 *пог. см* шва, то при длине шва, равной $l\ см$ и критическом сечении, равном h *см*, действующее усилие P *кг* воспринимается сечением, равным $h\ см \times l\ см$, т. е.

$$P = (h \times l) K_s\ кг; \qquad (16)$$

с другой стороны, при допускаемом напряжении на 1 *пог. см* шва, равном W_s, получаем, что

$$P = lW_s \text{ кг}, \tag{17}$$

откуда

$$(h \times l) K_s = lW_s$$

или

$$W_s = hK_s = 0{,}7aK_s. \tag{18}$$

На основании этой формулы составлена таблица допускаемых напряжений на срез на 1 *пог. см* шва для различных размеров последнего при разных K_s.

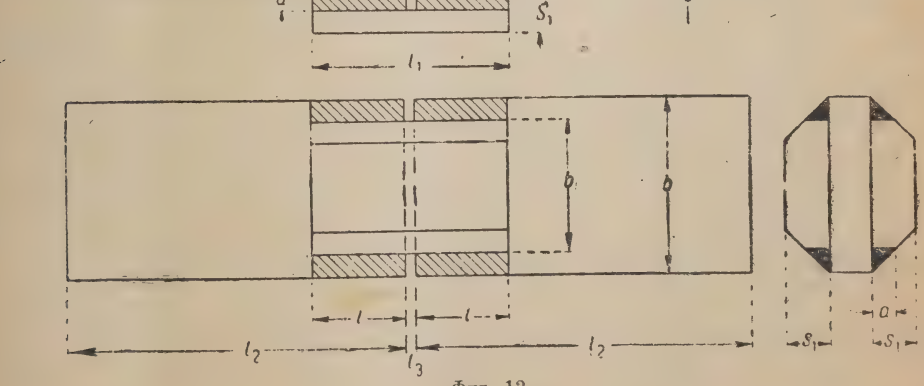
Наибольшее значение для K_s при статической нагрузке американцы принимают равным 11 300 английских фунтов на квадратный дюйм сечения шва или 800 *кг/см²*. При динамических нагрузках основное расчетное напряжение можно принять 500 *кг/см²*.

В табл. 6 для удобства пользования приведены и промежуточные значения для K_s. Что касается размеров шва, то таковые взяты от $a = 4$ *мм* до $a = 14$ *мм*, хотя при сварке металлоконструкций наиболее ходовыми являются швы с размерами $a = 8$ *мм*, $a = 10$ *мм*, $a = 12$ *мм*.

Таблица 6

кг/см²	Допускаемое напряжение на срез 1 *пог. см* шва в W_s *кг* при a *мм*								
	$a=4$	$a=5$	$a=6$	$a=7$	$a=8$	$a=9$	$a=10$	$a=12$	$a=14$
500	140	175	210	245	280	315	350	420	490
600	168	210	252	294	336	378	420	504	588
650	182	227	273	318	364	410	455	546	637
700	196	245	294	343	392	441	490	588	686
750	210	262	315	367	420	472	525	630	735
800	224	280	346	392	450	505	560	675	785

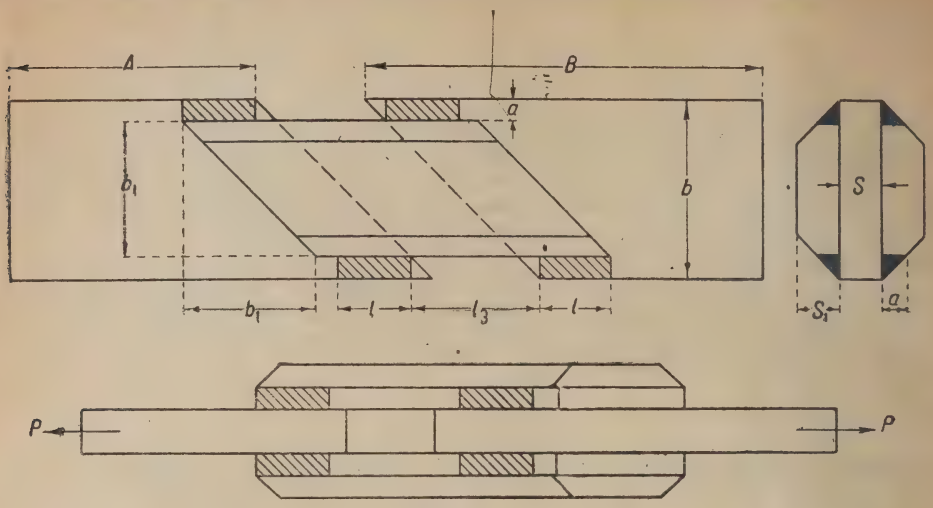
Ниже приведены данные систематических испытаний образцов на продольный срез, произведенные проф. Лаусоном (*Lawson*) в Ренселирском политех-



Фиг. 13.

никуме по заданию Дженераль Электрик К°. Эти опыты обнимают 173 испытания с общим количеством швов, равным 1040, при общей длине швов, равной 3 614 погонных дюймов. Из этих испытаний 42 производились над швами разме-

ром $a = {}^1/_4'' = 6{,}35$ *мм*, 89 — над швами размером $a = 5/16'' = 8$ *мм* и 42 — над швами размером $a = 3/8'' = 9{,}5$ *мм*. Как уже было указано выше, образцы были изготовлены таким образом, что разрыв должен был обязательно произойти в швах, что можно усмотреть из соотношения размеров планок и швов.



Фиг. 14.

Все данные в таблицах приведены в английских мерах, а выводы переведены в дальнейшем в метрические меры. Вид испытанных на продольный срез образцов показан на фиг. 13 и 14, причем буквенные значения для отдельных образцов приведены в таблицах.

Таблица 7

Испытание образцов по фиг. 13 (размер шва $a = {}^1/_4''$)

В дюймах									P в английских фунтах	W_s в английских фунтах	W'_s среднее в английских фунтах
l	a	l_1	l_2	b	b_1	s	s_1	l_3			
1/2	1/4	1 1/4	9 1/2	6 1/2	6	7/8	7/8	1/4	22 160	11 080	
1/2	1/4	1 1/4	9 1/2	6 1/2	6	7/8	7/8	1/4	20 890	10 450	10 770
1/2	1/4	1 1/4	9 1/2	6 1/2	6	7/8	7/8	1/4	21 580	10 790	
1	1/4	2 1/4	10	6 1/2	6	7/8	7/8	1/4	41 250	10 310	
1	1/4	2 1/4	10	6 1/2	6	7/8	7/8	1/4	45 250	11 315	10 700
1	1/4	2 1/4	10	6 1/2	6	7/8	7/8	1/4	41 900	10 475	
2	1/4	4 1/4	11	6 1/2	6	7/8	7/8	1/4	82 720	10 340	
2	1/4	4 1/4	11	6 1/2	6	7/8	7/8	1/4	86 180	10 770	10 705
2	1/4	4 1/4	11	6 1/2	6	7/8	7/8	1/4	88 050	11 005	
3	1/4	6 1/4	12	6 1/2	6	1 1/2	1 1/2	1/4	139 500	11 625	
3	1/4	6 1/4	12	6 1/2	6	1 1/2	1 1/2	1/4	131 200	10 933	10 917
3	1/4	6 1/4	12	6 1/2	6	1 1/2	1 1/2	1/4	122 300	10 192	
4	1/4	8 1/4	13	6 1/2	6	1 1/2	1 1/2	1/4	176 740	11 046	
4	1/4	8 1/4	13	6 1/2	6	1 1/2	1 1/2	1/4	163 420	10 214	10 521
4	1/4	8 1/4	13	6 1/2	6	1 1/2	1 1/2	1/4	164 860	10 304	
5	1/4	10 1/4	14	6 1/2	6	1 1/2	1 1/2	1/4	232 300	11 615	
5	1/4	10 1/4	14	6 1/2	6	1 1/2	1 1/2	1/4	227 620	11 381	11 441
5	1/4	10 1/4	14	6 1/2	6	1 1/2	1 1/2	1/4	226 560	11 328	
6	1/4	12 1/4	15	6 1/2	6	1 1/2	1 1/2	1/4	257 720	10 738	
6	1/4	12 1/4	15	6 1/2	6	1 1/2	1 1/2	1/4	267 100	10 921	10 717
6	1/4	12 1/4	15	6 1/2	6	1 1/2	1 1/2	1/4	251 800	10 492	
									Общее среднее . . .		10 825

Таблица 8

Испытание образцов по фиг. 13 ($a = 5/16''$)

В дюймах											
l	a	l_1	l_2	b	b_1	s	s_1	l_3	P	W_s	W'_s
1/2	Для всех образцов $a = 5/16''$	1 1/4	9 1/2	Для всех образцов $= 6 3/8''$	Для всех образцов $= 6''$	7/8	Для всех образцов $= 7/8''$	Для всех образцов $= 1/4''$	26 780	13 390	13 720
1/2		1 1/4	9 1/2			7/8			28 290	14 145	
1/2		1 1/4	9 1/2			7/8			27 260	13 630	
1		2 1/4	10			7/8			49 0·0	12 270	12 875
1		2 1/4	10			7/8			54 380	13 595	
1		2 1/4	10			7/8			51 040	12 760	
2		4 1/4	11			7/8			96 850	12 105	11 840
2		4 1/4	11			7/8			9 840	11 730	
2		4 1/4	11			7/8			93 470	11 685	
3		7	12			1 1/2			148 090	11 341	13 311
3		7	12			1 1/2			162 550	13 546	
3		7	12			1 1/2			168 550	14 046	
4		9	13			1 1/2			213 610	13 351	13 629
4		9	13			1 1/2			221 260	13 829	
4		9	13			1 1/2			219 350	13 709	
5		11	14			1 1/2			266 920	13 346	13 260
5		11	14			1 1/2			260 870	13 044	
5		11	14			1 1/2			267 800	13 390	
6		13	15			1 1/2			276 600	11 525	12 022
6		13	15			1 1/2			286 600	11 942	
6		13	15			1 1/2			302 400	12 600	
									Общее среднее		12 951

$W_s = 12\,951$ английских фунтов на погонный дюйм,
или в метрических мерах:
$W'_s = 2300$ *кг* на *пог. см.*

Таблица 9

Испытание образцов по фиг. 13 ($a = 3/8''$)

В дюймах											
l	a	l_1	l_2	b	b_1	s	s_1	l_3	P	W_s	W'_s
1/2	Для всех образцов $a = 3/8''$	1 1/4	9 1/2	Для всех образцов $b = 6 3/4''$	Для всех образцов $b_1 = 6''$	7/8	7/8	Для всех образцов $l_3 = 1/4''$	28 300	14 150	14 625
1/2		1 1/4	9 1/2			7/8	7/8		29 040	14 520	
1/2		1 1/4	9 1/2			7/8	7/8		30 470	15 210	
1		2 1/4	10			7/8	7/8		49 380	12 345	12 540
1		2 1/4	10			7/8	7/8		52 310	13 080	
1		2 1/4	10			7/8	7/8		48 800	12 200	
2		4 1/4	11			7/8	7/8		102 920	12 865	13 130
2		4 1/4	11			7/8	7/8		108 040	13 505	
2		4 1/4	11			7/8	7/8		104 150	13 020	
3		6 1/4	12			1 1/2	1 1/2		173 300	14 442	13 661
3		6 1/4	12			1 1/2	1 1/2		164 100	13 675	
3		6 1/4	12			1 1/2	1 1/2		154 400	12 867	
4		8 1/4	13			1 1/2	1 1/2		212 080	13 255	12 912
4		8 1/4	13			1 1/2	1 1/2		216 100	13 506	
4		8 1/4	13			1 1/2	1 1/2		191 600	11 975	
5		10 1/4	14			1 1/2	1 1/2		276 580	13 829	13 450
5		10 1/4	14			1 1/2	1 1/2		268 300	13 415	
5		10 1/4	14			1 1/2	1 1/2		262 100	13 105	
6		12 1/4	15			1 1/2	1 1/2		317 000	13 208	13 392
6		12 1/4	15			1 1/2	1 1/2		316 900	13 204	
6		12 1/4	15			1 1/2	1 1/2		330 300	13 763	
									Общее среднее . . .		13 387

$W'_s = 13\,387$ английских фунтов на погонный дюйм
или
$W'_s = 2400$ *кг.* на *пог. см*

Характерным в этой таблице является изменение длины швов l. Как видно из полученных средних значений напряжений на один погонный дюйм шва W'_s среднее, они колеблются очень мало и с достаточной для практики точностью можно на основании вышеприведенных результатов считать, что в пределах нормальных длин сварных швов прочность не зависит от длины шва. Общее среднее из всех испытаний дает для $a = {}^1/_4'' = 6{,}35$ *мм* $W'_s = 10\,825$ английских фунтов, что соответствует в метрических мерах

$$W'_s = 1930 \text{ кг}.$$

Следующая серия образцов была изготовлена по фиг. 14 и швы расположены в них не друг против друга, а в сдвинутом по оси положении. Такое расположение швов имеет место при приварке диагоналей ферм к поясам в фермах Воррена и Пратта. Испытания должны были показать, влияет ли сдвиг швов по оси на прочность сварного соединения при действии усилия вдоль оси стержня

Таблица 10

Испытание образцов по фиг. 14

В дюймах									P	W_s	W'_s
l	b	b_1	b'_1	s	s_1	l_3	A	B			
3	Для всех образцов $b = 6^3/_8''$	Для всех образцов $b_1 = 6''$	$b_1 = 6''$ $b_1 = 8''$	Для всех образцов $s = 1^1/_2''$	Для всех образцов $s_1 = 1^1/_2''$	Для всех образцов $l_3 = 6^3/_8''$	12	$18^3/_8$	141 950	11 829	12 590
									152 700	12 725	
									163 550	13 216	
4							13	$19^3/_8$	200 400	12 428	12 175
									197 720	12 358	
									198 120	11 740	
5							14	$20^3/_8$	247 320	12 064	12 123
									256 540	12 216	
									244 800	12 089	
6							15	$21^3/_8$	302 160	12 086	12 193
									298 180	12 047	
									304 920	12 445	
3							12	$20^3/_4$	146 760	11 511	11 775
									156 580	12 526	
									142 510	11 288	
4							13	$21^3/_4$	198 600	11 945	11 709
									193 080	11 613	
									192 340	11 569	
5							14	$22^3/_4$	229 720	11 344	11 522
									252 060	12 074	
									230 920	11 147	
6							15	$23^3/_4$	266 740	11 000	11 460
									271 480	11 312	
									297 200	12 069	

Как видно из таблицы, испытанию подверглись два комплекта образцов со швами длиною от 3″ до 6″ при $\angle\alpha$ между диагональю и поясом, равном $\alpha = 45°$ (случай $b_1 = b_1'$) и $\angle\alpha = 37°$ (случай $b_1' > b_1$). Средние значения для W'_s будут разные, а именно при:

1) $\angle\alpha - 45°$

$$W'_{s\,\text{ср}} = 12\,270 \text{ английских фунтов на погонный дюйм}$$

или в метрических мерах

$$W'_{s\,\text{ср}} = 2380 \text{ кг на пог. см};$$

2) $\angle\alpha = 37°$

$$W'_{s\,\text{ср}} = 11\,616 \text{ английских фунтов на погонный дюйм}$$

или

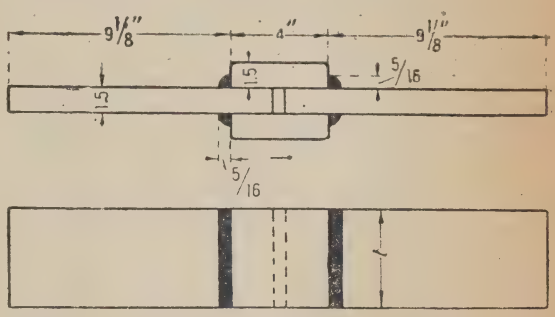
$$W'_{s\,\text{ср}} = 2075 \text{ кг на пог. см}.$$

Из этих результатов видно, что при угле наклона до 45° прочность швов не понижается по сравнению со швами, расположенными диаметрально противоположно друг другу (по фиг. 13). При уменьшении угла наклона, т. е. при $\alpha < 45°$, отмечается уменьшение прочности, которое для крайнего, наиболее редко встречающегося на практике случая, достигает 15%. Но если обратимся к табл. 6, то увидим, что при допускаемом напряжении на срез $K_s = 800\ кг/см^2$ и $a = {}^5/_{16}'' = 8\ мм$ допускаемое напряжение на срез одного погонного сантиметра $W_s = 450\ кг$, т. е. даже при самом невыгодном взаимном расположении свариваемых стержней имеется коэфициент безопасности:

$$n = \frac{W'_s}{W_s} = \frac{2\,075}{450} = 4{,}6.$$

Так как $K_s = 800\ кг/см^2$ допускается только при статической нагрузке, то можно считать, что $h = 4{,}6$ вполне обеспечивает надежность конструкции.

Все произведенные выше испытания имели в виду установить расчетное напряжение для фланговых швов. Что же касается лобовых или поперечных швов, то к ним американцы вообще относятся отрицательно и в своих конструкциях стараются по возможности избежать применения таковых. Такое отношение к этим швам объясняется главным образом не прочностью, но характером разрушения соединений. При испытании образцов с поперечными швами прочность получается даже выше, чем для фланговых швов, но зато разрушение соединения мгновенное. Этот вопрос детально изучен проф. Дюстеном и результаты этих работ будут приведены ниже.



Фиг. 15.

В табл. 11 приведены результаты испытания образцов с поперечными швами различной длины (фиг. 15).

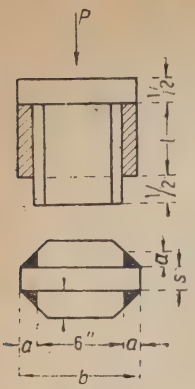
Таблица 11

($a = {}^5/_{16}''$)

l	P	W_s	W'_s
3″	89 000	14 833	
	86 850	14 475	15 138
	96 630	16 105	
4″	120 500	15 063	
	123 330	15 416	15 951
	139 000	17 375	
5″	149 610	14 961	
	122 100	12 210	13 514
	133 700	13 370	
6″	176 650	14 721	
	160 880	13 407	14 257
	175 700	14 642	
	Общее среднее		14 715

Примечание. Все остальные размеры указаны на фиг. 15

Как видно из табл. 11 в данном случае не отмечается такого постоянства в прочности, и колебания для W_s' весьма значительны, а именно



Фиг. 16.

$W'_{s\,min} = 12\,210$ английских фунтов на погонный дюйм
$W'_{s\,max} = 17\,375$ » » » » »

но средние значения для швов разной длины не имеют значительных отклонений и общее среднее значение для всех образцов $W_s' = 14\,715$ английских фунтов больше, чем для такого же размера фланговых швов (12 951 *lb*).

В метрических мерах общее среднее значение:

$$W_s' = 2640 \text{ кг на пог. см.}$$

В следующих таблицах приведены данные испытания фланговых швов на сжатие (фиг. 16).

Таблица 12

В дюймах				P	W_s	W_s'
l	s	s_1	a			
1/2	7/8	7/8	1/4	31 330	15 665	
1/2	7/8	7/8	1/4	26 430	13 215	14 440
1/2	7/8	7/8	1/4	28 890	14 445	
1	7/8	7/8	1/4	49 600	12 400	
1	7/8	7/8	1/4	55 910	13 915	13 505
1	7/8	7/8	1/4	56 560	14 140	
2	7/8	7/8	1/4	101 620	12 700	
2	7/8	7/8	1/4	104 730	13 090	13 025
2	7/8	7/8	1/4	106 260	13 280	
3	1 1/2	1 1/2	1/4	180 000	15 600	
3	1 1/2	1 1/2	1/4	200 000	16 667	15 611
3	1 1/2	1 1/2	1/4	182 000	15 167	
4	1 1/2	1 1/2	1/4	217 600	13 600	
4	1 1/2	1 1/2	1/4	225 700	14 106	13 948
4	1 1/2	1 1/2	1/4	226 200	14 138	
5	1 1/2	1 1/2	1/4	251 700	12 585	
5	1 1/2	1 1/2	1/4	231 000	11 550	12 227
5	1 1/2	1 1/2	1/4	250 600	12 230	
6	1 1/2	1 1/2	1/4	302 700	12 613	
6	1 1/2	1 1/2	1/4	382 900	13 871	12 943
6	1 1/2	1 1/2	1/4	296 300	12 346	
1/2	7/8	7/8	5/16	31 760	16 380	
1/2	7/8	7/8	5/16	36 730	18 365	17 770
1/2	7/8	7/8	5/16	37 140	18 570	
1	7/8	7/8	5/16	—	—	
1	7/8	7/8	5/16	60 790	15 200	14 760
1	7/8	7/8	5/16	57 260	14 315	
2	7/8	7/8	5/16	123 820	15 475	
2	7/8	7/8	5/16	114 310	14 290	14 925
2	7/8	7/8	5/16	120 080	15 010	
3	1 1/2	1 1/2	5/16	184 000	15 333	
3	1 1/2	1 1/2	5/16	223 500	18 625	17 131
3	1 1/2	1 1/2	5/16	209 200	17 433	
4	1 1/2	1 1/2	5/16	237 500	14 844	
4	1 1/2	1 1/2	5/16	278 000	17 375	16 223
4	1 1/2	1 1/2	5/16	263 200	16 450	
5	1 1/2	1 1/2	5/16	297 500	14 875	
5	1 1/2	1 1/2	5/16	322 700	16 135	15 338
5	1 1/2	1 1/2	5/16	300 100	15 005	
6	1 1/2	1 1/2	5/16	366 800	15 283	
6	1 1/2	1 1/2	5/16	370 800	15 450	15 414
6	1 1/2	1 1/2	5/16	372 200	15 508	

Таблица 13

Образцы испытаны на сжатие (по фиг. 16)
($a = {}^3/_8'' = 9{,}5$ *мм*)

В дюймах			P	W_s	W_s'
l	s	s_1			
$^1/_2$	$^7/_8$	$^7/_8$	36 470	18 235	
$^1/_2$	$^7/_8$	$^7/_8$	36 580	18 290	18 880
$^1/_2$	$^7/_8$	$^7/_8$	40 220	20 110	
1	$^7/_8$	$^7/_8$	59 230	14 805	
1	$^7/_8$	$^7/_8$	70 680	17 670	16 260
1	$^7/_8$	$^7/_8$	65 230	16 305	
2	$^7/_8$	$^7/_8$	117 000	14 625	
2	$^7/_8$	$^7/_8$	116 000	14 500	14 445
2	$^7/_8$	$^7/_8$	113 660	14 205	
3	$1^1/_2$	$1^1/_2$	185 000	15 417	
3	$1^1/_2$	$1^1/_2$	190 100	15 842	16 317
3	$1^1/_2$	$1^1/_2$	212 300	17 692	
4	$1^1/_2$	$1^1/_2$	268 700	16 793	
4	$1^1/_2$	$1^1/_2$	259 600	16 225	16 487
4	$1^1/_2$	$1^1/_2$	263 100	16 444	
5	$1^1/_2$	$1^1/_2$	318 300	15 915	
5	$1^1/_2$	$1^1/_2$	319 500	15 975	15 797
5	$1^1/_2$	$1^1/_2$	310 200	15 510	
6	$1^1/_2$	$1^1/_2$	391 700	16 321	
6	$1^1/_2$	$1^1/_2$	370 400	15 433	15 904
6	$1^1/_2$	$1^1/_2$	383 000	15 958	
			Общее среднее		16 300

Из табл. 12 и 13 получаем для различных швов следующие общие средние значения разрушающего напряжения W_s' на одну единицу длины шва при работе на сжатие.

a дюймы	a в *см*	W_s' английские фунты на пог. дюйм	W_s' в *кг* на пог. *см*
$^1/_4$	0,635	13 670	2 440
$^5/_{16}$	0,798	15 940	2 840
$^3/_8$	0,952	16 300	2 880

Испытания, произведенные проф. Хайвардом (H. W. Hayward) в Массачузетском технологическом институте дали такие результаты:

Фланговые швы $a = {}^3/_8''$ $W_s' = 12\,600$ английских фунтов на погонный дюйм или 2250 *кг/см*.
Поперечные » $a = {}^3/_8''$ $W_s' \times 17\,440$ » » » » » » 3100 *кг/см*.

Все эти и многие другие систематические испытания образцов послужили базой для разработки американского регламента по применению сварки в металлоконструкциях. Приводимая выдержка из регламента показывает, что допускаемые расчетные напряжения взяты очень осторожно и ни в коем случае не превосходят полученных при систематических испытаниях средних результатов.

О допускаемых напряжениях (раздел 2 американского регламента)

1. Сварные соединения должны быть так рассчитаны, чтобы действующие усилия не вызывали в швах напряжения выше следующих:

При работе на срез . . . . . 11 300 английских фунтов на кв. дюйм = 800 *кг/см*^{2}.
» » » растяжение . . 13 000 » » » » » = 920 *кг/см*^{2}.
» » » сжатие . . . . 15 000 » » » » » = 1060 *кг/см*^{2}.

Максимальное напряжение в волокнах при работе на изгиб соответственно не должно превосходить допускаемого на растяжение или сжатие.

Поперечные швы должны рассматриваться как работающие на срез.

При проектировании сварных соединений должно быть обращено соответствующее внимание на изгибающие напряжения, являющиеся результатом эксцентричного действия сил.

Исходя из допускаемого напряжения на срез, американцы составили расчетную таблицу для проектирования металлоконструкций. В этой таблице совершенно не принимается в расчет расположение шва, т. е. фланговый или поперечный, так как согласно регламента оба вида шва рассматриваются как работающие на чистый срез. В поперечном шве имеющиеся напряжения — более сложного порядка, но для практических надобностей принятое американцами положение вполне надежно.

Таблица 14

Американские расчетные напряжения при работе швов на срез

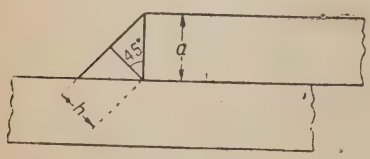
Размеры шва		Размер критического сечения h		Допускаемое напряжение	
дюймы	*см*	дюймы	*см*	в английских фунтах на 1 пог. дюйм	в *кг* на 1 *пог. см*
$^3/_{16} \times {}^3/_{16}$	0,476	0,133	0,338	1 500	268
$^1/_4 \times {}^1/_4$	0,635	0,177	0,450	2 000	358
$^5/_{16} \times {}^5/_{16}$	0,798	0,221	0,560	2 500	447
$^3/_8 \times {}^3/_8$	0,952	0,266	0,675	3 000	536
$^1/_2 \times {}^1/_2$	1,270	0,355	0,900	4 000	715
$^5/_8 \times {}^5/_8$	1,587	0,442	1,120	5 000	890
$^3/_4 \times {}^3/_4$	1,905	0,531	1,350	6 000	1 070
1×1	2,540	0,707	1,800	8 000	1 425

Все приведенные выше методы расчета базируются на том предположении, что в критическом сечении действует сила P и что само критическое сечение проходит под углом в 45° к направлению действующей силы (фиг. 17).

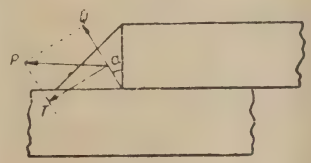
Напряжение в критическом сечении определяется по формуле:

$$\sigma = \frac{P}{hl} = \frac{1{,}41P}{al}.$$

Это решение приближенное, и для определения фактического напряжения предположим, что критическое сечение проходит под некоторым углом α (фиг. 18).



Фиг. 17.



Фиг. 18.

Фиг. 19.

Разложим теперь силу P на нормальную и тангенциальную, которые и обозначим соответственно через T и Q; тогда имеем:

$$T = P\cos\alpha; \quad Q = P\sin\alpha.$$

Если обозначим размер критического сечения, проходящего под углом α, через h_1 (фиг. 19), то величина его определится так:

$$h_1 = \frac{h}{\cos(45 - \alpha)} = \frac{a}{\sqrt{2}\cos(45 - \alpha)}.$$

Напряжение в шве от действия силы T будет равно:

$$\sigma_1 = \frac{T}{h_1 l} = \frac{P\sqrt{2}}{al}\cos\alpha\cos(45-\alpha).$$

Напряжение в шве от действия силы Q будет равно:

$$\sigma_2 = \frac{Q}{h_1 l} = \frac{P\sqrt{2}}{al}\sin\alpha\cos(45-\alpha).$$

Результирующее напряжение от действия обеих сил будет:

$$\sigma_R = \frac{\sigma_1}{2} + \sqrt{\frac{\sigma_1^2}{4}+\sigma_2^2} = \frac{P\cos(\alpha-45)}{\sqrt{2}al}\left[\cos\alpha + \sqrt{\frac{5-3\cos 2\alpha}{2}}\right].$$

Для того чтобы найти, при каком $\angle\alpha$ результирующее напряжение достигает своего максимума, необходимо это уравнение продифференцировать и приравнять нулю. Проведя эти расчеты, получаем, что при $\alpha = 48{,}5°$ напряжение σ_R будет максимальным и в этом случае оно равно:

$$\sigma_{R\max} = \frac{1{,}624P}{al},$$

при $\alpha = 45°$

$$\sigma_R = \frac{1{,}618P}{al}.$$

Таким образом мы видим, что метод приближенного расчета отличается от уточненного на 13%, а именно:

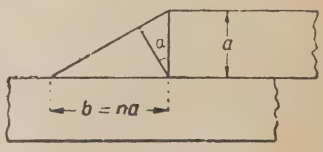
$$\frac{(\sigma_{R\max}-\sigma_R)100}{\sigma_{R\max}} = \frac{(1{,}624-1\cdot 414)100}{1{,}624} = 13\%.$$

Если же вместо $\alpha = 48{,}5°$ возьмем $\alpha = 45°$, то разница получится весьма незначительная, а именно:

$$\frac{(\sigma_{R\max}-\sigma_R)100}{\sigma_{R\max}} = \frac{(1{,}624-1{,}618)100}{1{,}624} = 0{,}33\%.$$

Для случая неравностороннего шва (фиг. 20).

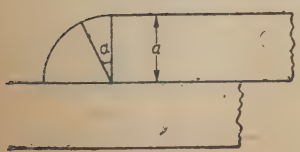
$$\sigma_R = \frac{P}{2al}\left(1+\frac{\sqrt{4+n^2}}{n}\right).$$



Фиг. 20.

Значения для σ_k при различных значениях h приведены в следующей таблице:

$n=$	2	1,5	1	0,75
$\sigma_R=$	$\frac{1{,}207\ P}{al}$	$\frac{1{,}333\ P}{al}$	$\frac{1{,}618\ P}{al}$	$\frac{1{,}924\ P}{al}$



Фиг. 21.

Для шва, усиленного по фиг. 21, и при критическом сечении, равном a

$$\sigma_R = \frac{P}{2al}(\cos\alpha + \sqrt{4-3\cos^2\alpha}).$$

Максимальное значение σ_k достигает при $\alpha = 54{,}75°$, и тогда

$$\sigma_{R\,max} = \frac{1{,}155P}{al},$$

при $\alpha = 45°$

$$\sigma_R = \frac{1{,}144P}{al}.$$

IV. Опыты проф. Дюстена

1. Систематические испытания

Работа, проведенная проф. Дюстеном, в отношении применения сварки к металлоконструкциям является весьма интересной, и наряду с другими систематическими исследованиями в данной области подводит прочный фундамент для применения нового технологического процесса. Эта работа еще интересна тем, что опыты производились тяжелообмазанными электродами фирмы Аркос (Arcos), в то время как другие испытания, проведенные в Европе и Америке, производились преимущественно малоуглеродистыми голыми электродами. При испытаниях проф. Дюстеном применялись электроды марки *T*, образцы были изготовлены полностью из наплавленного металла и имели следующие механические свойства:

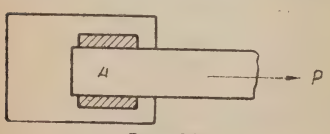
1) Временное сопротивление на разрыв . . . . . = 39,8 *кг/мм*².
2) Предел упругости при растяжении . . . . . = 26,8 *кг/мм*².
3) Временное сопротивление при работе на срез . . . = 28,66 *кг/мм*².
4) Предел упругости при работе на срез . . . . . = 15,8 *кг/мм*².
5) Удлинение . . . . . = 15—20%.

Проведенное им испытание на разрыв большого количества образцов, сваренных поперечными и продольными фланговыми швами, показало, что при расчете поперечных швов можно базироваться на временное сопротивление, равное 2600 *кг/см*² контактной поверхности (некритического сечения) шва, т. е. если шов имеет размер 10×10 *мм* и длину 120 *мм*, то от такого шва можно ожидать при испытании на разрыв прочность, равную

$$P = 1{,}0 \times 12{,}0 \times 2600 = 31\,200 \text{ кг},$$

где *P*—разрушающая нагрузка.

Если принять в среднем временное сопротивление стали, применяемой в конструкциях, равным 40 *кг/мм*², то из сказанного вытекает, что поперечные швы могут воспринять только 65% от той нагрузки, которую может выдержать привариваемый стержень. При этом конечно понимается, что поперечное сечение стержня является контактной поверхностью шва. В случае работы на срез (фиг. 22) одних фланговых швов аналогичным путем найдено, что их временное сопротивление может быть принято равным от 1600 до 2000 *кг/см*² контактной поверхности шва, т. е. что фланговые швы могут воспринять от 40 до 50% от той нагрузки, которую может выдержать привариваемый стержень. Если например шов имеет размеры $a = 10 \times 10$ *мм* и длину 150 *мм*, то усилие, которое он может выдержать при работе на продольный срез колеблется



Фиг. 22.

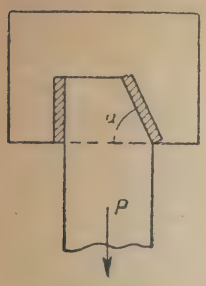
$$\text{от } P = 1{,}0 \times 15{,}0 \times 1\,600 \text{ до } P = 1{,}0 \times 15{,}0 \times 2\,000,$$

т. е. от 24 000 до 30 000 *кг*.

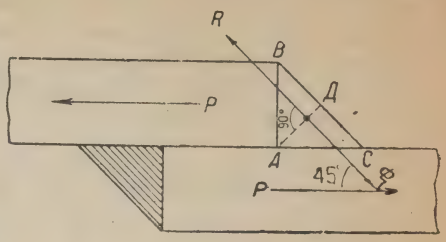
Наклонные швы следует рассматривать как фланговые, если они наклонены к горизонту более, чем на 45° (фиг. 23), т. е. $\alpha > 45°$.

В отношении распределения и характера напряжений на контактных поверхностях поперечных швов, проф. Дюстеном установлено, что поверхность *AB*

(фиг. 24) нормальная к направлению действующего усилия нагружена равномерно растягивающими усилиями, а контактная поверхность, параллельная действующему усилию, подвержена более сложным напряжениям. Критическое же сечение в таких швах может быть рассматриваемо как сечение, равномерно нагруженное растягивающими усилиями, направленными под углом в 90° к этому сечению или под углом в 45° к направлению действующего усилия P (фиг. 24).



Фиг. 23.

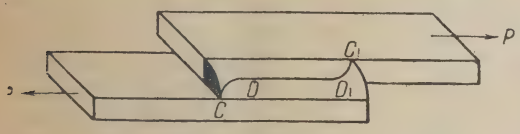


Фиг. 24.

Разрыв таких швов происходит мгновенно.

Что касается фланговых швов, то было установлено, что до разрыва происходит большая деформация шва, которую можно наблюдать невооруженным глазом.

Сначала появляются трещинки в точках C и C_1 (фиг. 25) и только потом происходит разрыв по линии $D — D_1$. Такое разрушение шва аналогично разрушению поперечных швов с той только разницей, что здесь имеет место срез по критическому сечению, но последнее вследствие сложных напряжений в точках C и C_1 не имеет характера плоскости. Однако эту аналогию можно провести только по отношению к виду разрушаемого сечения, что же касается длительности, то для фланговых швов процесс разрушения происходит медленнее и только на участке $D—D_1$ разрушение идет быстро.



Фиг. 25.

Дюстеном также установлена зависимость между прочностью, экономичностью и конфигурацией поперечных швов. Если принять, что сечение шва не представляет собой равнобедренного треугольника BAC (фиг. 24) и что $AC = b$, $AB = a$, то можно установить изменение прочности шва в зависимости от соотношения между размерами шва a и b. Прочность шва измеряется критическим сечением AD.

Если теперь обозначим AD через h, а $\frac{b}{a} = n$,

то получим

$$h = \frac{ab}{\sqrt{a^2 + b^2}}$$

но

$$b = an,$$

и поэтому

$$h = \frac{a \cdot an}{\sqrt{a^2 + a^2n^2}} = a\frac{n}{\sqrt{n^2 + 1}}.$$

Определим теперь h для различных значений n.

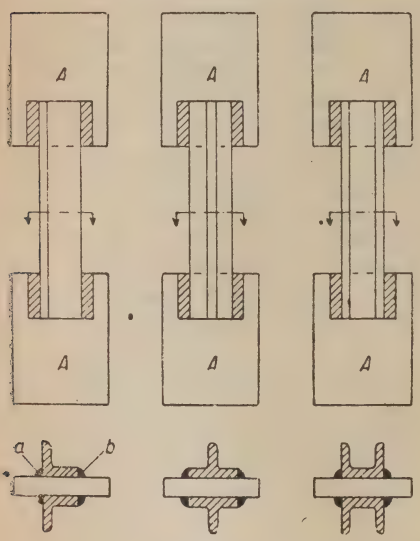
При $n =$	$^1/_2$	$^2/_3$	1	$1^1/_2$	2
$h =$	$0{,}44\,a$	$0{,}55\,a$	$0{,}707\,a$	$0{,}83\,a$	$0{,}90\,a$

Из означенного соотношения видно, что по мере увеличения стороны b до того момента, пока она делается равной стороне a, прочность шва растет в большей мере, чем относительное увеличение соотношения $\frac{b}{a}$; зато после уравнения сторон при дальнейшем увеличении стороны b прочность возрастает очень медленно. Так например при изменении величины b от $b = \frac{a}{2}$ до $b = a$, прочность

шва увеличивается в отношении $\frac{0{,}707}{0{,}44} = 1{,}6$ раза; при увеличении же b от $b = a$ до $b = 2a$, этот рост прочности будет равен $\frac{0{,}90}{0{,}707} = 1{,}27$ раза, т. е. в первом случае мы имеем рост на 60%, а во втором только на 27%. Из этого следует, что наиболее экономичным делать шов в виде равнобедренного прямоугольного треугольника, ибо количество наплавленного металла растет пропорционально площади поперечного сечения шва. В тех же случаях, когда по условиям конструкции соединения требуется применение шва с неравными сторонами a и b, следует шов расположить так, чтобы более длинная сторона совпадала с направлением действующего усилия.

2. Испытание образцов из профильного металла

Все ранее рассмотренные систематические испытания производились главным образом над образцами, изготовленными из плоских стержней. На практике же при изготовлении металлоконструкций приходится иметь дело преимущественно с профильным металлом (решетчатые фермы и т. п.) и поэтому весьма важно установить прочность таких сварных соединений.



Фиг. 26.

Образцы изготовляются, как показано на фиг. 26, т. е. фасонные профили, уголки, тавры и швеллера — приваривались к планкам A только фланговыми швами. При приварке швеллеров и тавров, швы с обеих сторон профиля делались одинаковые, а при приварке уголков, шов со стороны вертикальной полки a делался больше, чем со стороны горизонтальной полки b. Это делалось с целью равномерного распределения усилия, ввиду несимметричности профиля. На основании приведенного метода было исчислено временное сопротивление швов, и полученный результат сравнивался с фактически полученным при испытании на разрыв. Сравнительные данные приведены в табл. 15.

Таблица 15

Размеры образца	Длина швов мм	Прочность соединения в тоннах	
		теоретически	практически
2 ∟ 30 × 30 × 4	30	15,2	15,3
2 ∟ 30 × 30 × 4	30	15,2	15,3
2 ∟ 50 × 50 × 5,5	60	38,4	38,2
2 ∟ 50 × 50 × 5,5	60	38,4	38,3
2 ∟ 70 × 70 × 7,5	120	80	80,5
2 ∟ 70 × 70 × 7,5	120	80	80,3
2 ⊤ 53 × 28 × 6	90	36	30,3
2 ⊤ 53 × 28 × 6	90	36	—
2 ⊤ 50 × 50 × 6	130	50,4	45,0
2 ⊤ 50 × 50 × 6	130	50,4	45,0
2 ⊏ 80 × 44 × 8	120	88	86,3
2 ⊏ 80 × 44 × 8	90	88	87,5

Примечание. Отклонения против теоретического расчета отмечены главным образом в образцах, изготовленных из тавров. Во всех остальных образцах получено почти полное совпадение подсчитанного временного сопротивления с полученным при испытании

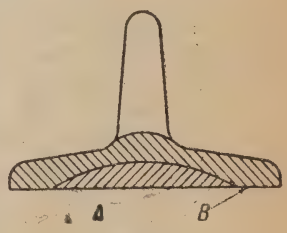
Испытания производились также над образцами, сваренными как фланговыми, так и поперечными швами. Форма образцов такая же, как на фиг. 26, с той только разницей, что помимо фланговых швов наложены еще поперечные швы по всей ширине торца привариваемого звена. Результаты испытания приведены в табл. 16.

Таблица 16

Размеры образца	Длина швов в *мм*		Прочность соединения в *т*	
	поперечных	фланговых	теоретически	практически
2 ∟ 30 × 30 × 4	30	20	17,0	17,6
2 ∟ 50 × 50 × 5	50	30	33,8	31,4
2 ∟ 50 × 50 × 5	50	30	33,8	30,7
2 ∟ 50 × 50 × 5	50	30	33,8	31,7
2 ∟ 50 × 50 × 5	50	30	33,8	31,9
2 ∟ 70 × 70 × 7,5	70	60	65,4	63,5
2 ∟ 70 × 70 × 7,5	70	60	65,4	63,0
2 ⊤ 52 × 28 × 6	52	35	30,4	24,8
2 ⊤ 52 × 28 × 6	52	35	30,4	24,5
2 ⊤ 52 × 28 × 6	52	35	30,4	26,1
2 ⊤ 50 × 28 × 6	52	35	30,4	25,6
2 ⊤ 50 × 50 × 5	50	50	33	26
2 ⊤ 50 × 50 × 5	50	50	33	25
2 ⊏ 80 × 44 × 8	80	65	70	67,5
2 ⊏ 80 × 44 × 8	80	65	70	69,0

Примечание. Отклонения при совместной работе поперечных и фланговых швов весьма значительны, особенно для тавровых сечений. Это объясняется тем, что во фланговых швах деформация перед разрывом значительно больше, чем в лобовых, а потому как только начинается течение основного металла, фланговые швы не принимают на себя рассчитанной нагрузки, а поперечный шов вследствие большей жесткости нагружается больше, чем по расчету, и разрушается первым.

При применении комбинированного соединения, в котором работают как фланговые, так и поперечные швы, приходится учесть указанное обстоятельство и для выравнивания нагрузки между фланговыми и поперечными швами несколько удлинять фланговые швы для соединений из уголков или швеллеров и значительно усиливать поперечный шов в соединениях из тавров. Это усиление делается, как показано на фиг. 27, т. е. сначала накладывают торцевый шов *A*, а поверх него второй слой *B*.



Фиг. 27.

Исходя из произведенных испытаний, Дюстеном была составлена таблица временного сопротивления различных размеров фланговых и поперечных швов, сваренных электродами Аркос марки *T*, исчисленных на один погонный *см* шва в килограммах.

Таблица 17

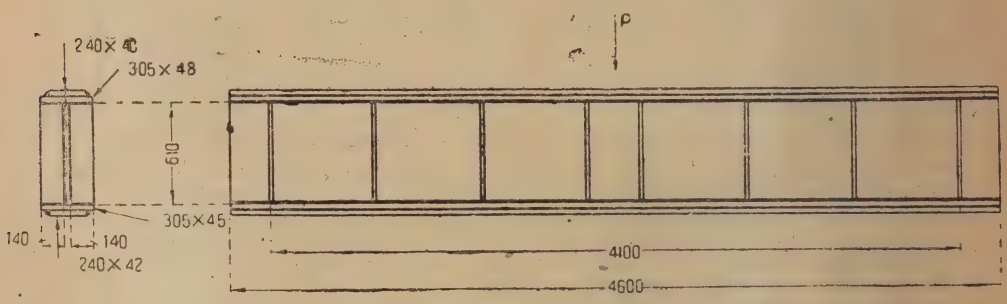
Временное сопротивление	Размер шва *a* в *мм*							
	3,5	4	4,5	5	6	8	10	15
На срез для поперечных швов . . .	910	1 040	1 170	1 300	1 560	2 080	2 600	3 900
На срез для фланговых швов . . .	700	800	900	1 000	1 200	1 500	1 870	2 400

Учитывая ответственность данной конструкции и характер нагрузки, можно, выбрав соответствующий коэфициент безопасности, перейти от временного сопротивления к допускаемым напряжениям.

V. Прочность сварных металлоконструкций

Среди факторов, влияющих на применение сварных соединений в металлоконструкциях, вопрос о прочности и надежности сооружения имеет первенствующее значение. Возможность получения сварных соединений, по прочности не уступающих целому металлу, ни в ком сомнений в настоящее время не вызывает. Однако прочность отдельных соединений в испытанных образцах не гарантирует еще в полной мере прочность сооружения. При испытании одинаково сконструированных образцов, изготовленных из одного и того же материала, сваренных на одинаковых машинах и одинаковыми электродами, но различными сварщиками средней квалификации, разница в результатах получилась в 22% между лучшим и худшим образцом (предварительное испытание сварщиков перед сваркой здания Дженераль Электрик К° в Филадельфии).

Помимо этого, при нагрузке целой конструкции, напряжения в отдельных ее частях распределяются не в полном соответствии с тем, как это имеет место при испытании образцов, и поэтому за последние годы, помимо отдельных образцов, испытаниям были подвергнуты целые конструкции, причем многие из них представляли собой не образцы для испытания, а изделия, назначенные для определенных сооружений.



Фиг. 28.

Из конструкций, изготовленных для испытания, следует отметить двутавровую балку со сплошной стенкой, испытанной механической лабораторией Бюро стандартов в Америке. Размеры балки показаны на фиг. 28. Швы были выполнены размером 8×8 *мм*. Балка испытана на гидравлической машине Ольсена в 5000 *т*. Расстояние между опорами $L = 4100$ *мм*. Нагрузка увеличивалась постепенно со 100 до 400 *т*, сосредоточиваясь в середине пролета. При максимальной нагрузке вертикальная стенка балки в конце, прилегающем к одной опоре, несколько выпучивалась с последующим разрывом части продольного шва, соединяющего стенку с верхним поясом.

Испытание показало большую прочность сварных соединений, несмотря на то, что балка была в конструктивном отношении неудовлетворительна, и сварка была выполнена малоопытными сварщиками.

Аналогичная работа была произведена еще в 1921 г. в Германии мостостроительным бюро А/О Гутехофнунгсхютте над решетчатой фермой пролетом в 10 *м* и высотой в 1 *м*.

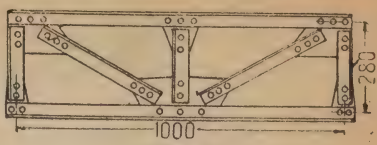
При сосредоточенной нагрузке в 18 *т* (тройная против расчетной) получился заметный прогиб фермы, причем, несмотря на большую деформацию стоек и раскосов, все швы остались целыми.

В 1925 г. в Дрездене на Государственной станции по испытанию материалов была испытана, изображенная на фиг. 29, решетчатая ферма пролетом в 9 *м*. Нагрузка велась до разрушения фермы и сосредоточивалась посредине пролета, причем разрыв получился в нижнем поясе почти в самой середине пролета.

Испытание показало полную надежность сварных швов и упругость конструкции.

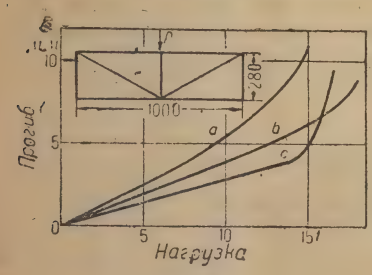
В дальнейшем испытания велись параллельно над клепаными и сварными конструкциями. На фиг. 30 и 31 показаны 2 фермы, из которых одна имеет заклепочные соединения, а другая — сварные. Обе фермы рассчитаны на 4-тонную нагрузку с четырехкратным запасом прочности. Фермы сконструированы так, что наиболее слабыми местами являются узлы соединения. Кривые испытания *a—c* при различных нагрузках показаны на фиг. 32, из которой видно, что для клепаной фермы (кривая *a*) предел пропорциональности достигнут уже при нагрузке в 8 *т*, в то время как для сварной (кривая *b*) этот момент наступает только при нагрузке в 10 *т*. Стрела прогиба при нагрузке в 15 *т* равна 11 *мм* для клепаной фермы и 6,2 *мм* для сварной. После снятия нагрузки сварная ферма почти приходит в начальное состояние, в то время как клепаная остается изогнутой на величину, равную прогибу сварной фермы под нагрузкой. Кривая *c* на той же диаграмме (фиг. 32) показывает деформацию сконструированной для той же нагрузки трубчатой фермы, изображенной на фиг. 33.

Фиг. 29.

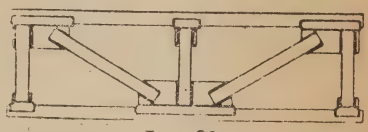


Фиг. 30.

Фиг. 31.



Фиг. 2.



Фиг. 33.

Эта конструкция дала еще лучшие результаты, а именно: предел пропорциональности наступает только при нагрузке в 14 *т*, а стрела прогиба при нагрузке в 15 *т* равна 5 *мм*. В отношении веса сварная конструкция при повышенной прочности и упругости дает экономию в металле—17% от веса клепаной, а трубчатая — 30%, несмотря на то, что приведенная конструкция узлов не типична для сварных конструкций (применены косынки).

Чрезвычайно интересные испытания над сварными решетчатыми балками были произведены в 1928 г. в университете в Калифорнии инж. В. М. Шимкиным. Прежде чем приступить к сварке балок, были испытаны отдельные образцы на срез продольных и поперечных швов, причем было установлено следующее:

1) швы размерами 9,5 × 9,5 *мм* и 12,7 × 12,7 *мм*, сваренные голыми электродами при нормальных заводских условиях, дают в среднем на продольный срез 1 *пог. см* шва сопротивление, равное 1800 *кг*.

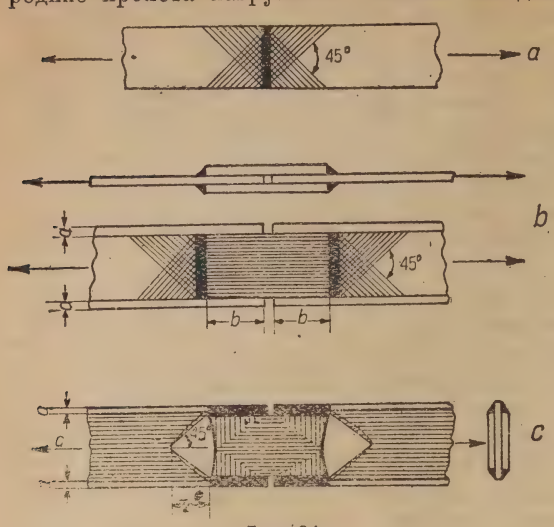
2) аналогичные швы, работающие на поперечный срез, дают в среднем временное сопротивление, равное 2180 *кг* на *пог. см* шва.

Таким образом швы, работающие на поперечный срез, крепче швов, работающих на продольный срез, — на 23,4%. Предел упругости сварных швов равен 82,2% от временного сопротивления. При испытании образцов, сваренных встык, для толщин металла 9,5 *мм* и 12,7 *мм* сопротивление на разрыв колеблется от 2 800 до 4 000 *кг/см*^{2} или в среднем 3 200 *кг/см*^{2} (среднее из 31 образца).

Отношение сопротивления на срез к сопротивлению на разрыв получилось 0,61 для швов, работающих на продольный срез, и 0,80 для швов, работающих на поперечный срез. Характер распределения напряжений в испытанных образцах показан на фиг. 34.

Идентичный характер в распределении напряжений в образцах, сваренных в стык, и образцах со швом, работающим на поперечный срез, объясняет сход-

ство результатов, полученных при испытании на прочность тех и других образцов. Что касается испытания решетчатых балок, то конструкция и размеры таковых показаны на фиг. 35. Результаты испытания на изгиб сосредоточенной в середине пролета нагрузкой показаны на диаграмме (фиг. 36). Из этой диаграммы видно, что характер деформации испытанных шести балок почти один и тот же. Это постоянство очень благоприятно для характеристики надежных сварных соединений.



Фиг. 34.

Вычисленные (на основании измеренных удлинений) по формуле

$$\sigma = \frac{El}{10}$$

напряжения в поясах и раскосах дают для всех балок очень близкие величины. При испытании ни один шов не был нарушен. За максимальную нагрузку был принят момент появления выпучивания в сжатом поясе или раскосах. Балки были рассчитаны на максимальную нагрузку в 9000 *кг*, сосредоточенную в середине пролета. Фактические результаты получились следующие:

Таблица 18

№ балки	Предел упругости *кг/см²*	Максимальная нагрузка *кг*
1	1 550	11 100
2	1 480	11 400
3	1 550	11 520
4	1 690	11 000
5	1 690	11 150
6	1 690	11 240

Примечание. За предел упругости принято появление признаков отслоения окалины в напряженных частях балки.

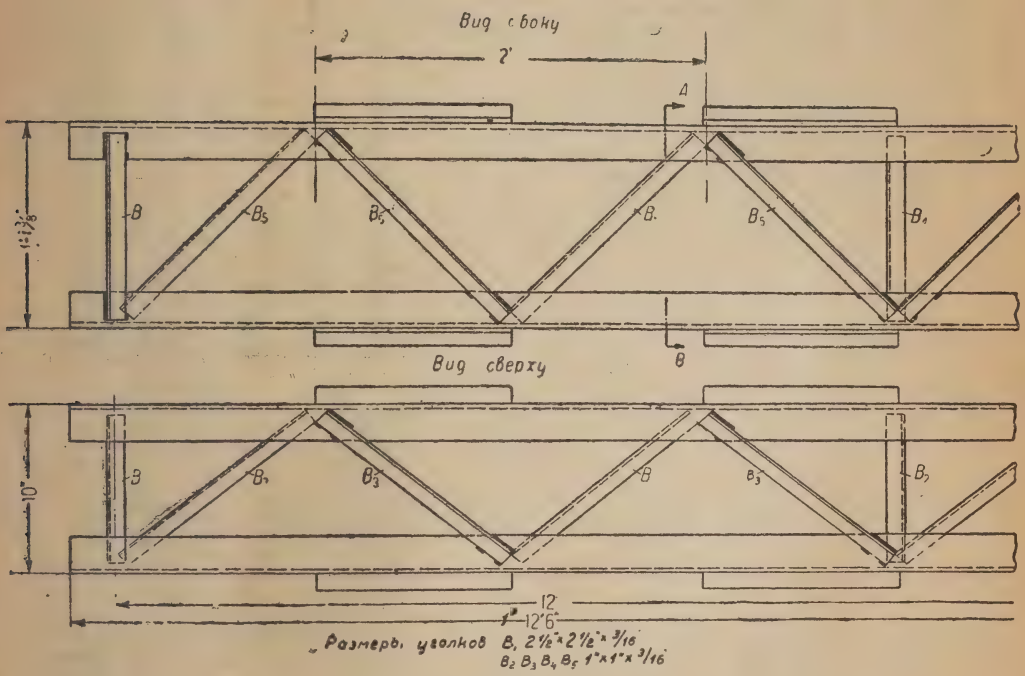
Типичный характер деформации балки показан на фиг. 37. В данном случае швы были подвержены дополнительным изгибающим усилиям. Несмотря на то, что при испытании не наблюдалось отрыва швов, тем не менее целесообразно, помимо фланговых швов, наложить один поперечный шов, связывающий вертикальную полку поясного угольника с прилегающей к нему полкой раскосного угольника. Для равномерной загрузки фланговых и поперечных швов следует несколько удлинить фланговые швы против расчетной длины (опыты проф. Дюстена).

В связи с вопросом о прочности непрерывных соединений балок с колоннами, были изготовлены специальные образцы, изображенные на фиг. 38. На этой фигуре показаны также кривые деформации при различных нагрузках. Кривая *а* изображает характер деформации балки *A* при показанной на фигуре сварной конструкции. Кривая *в* дает деформации для той же балки, приваренной встык к колоннам *B* без деталей *C* и *D*, и кривая *г* для той же балки, соединенной с колонной *B* при помощи 2 уголков и 10 заклепок диаметром в 20 *мм* (на каждый стык).

Как видно из этих кривых, эти соединения при одинаковом прогибе балки выдержали следующие нагрузки:

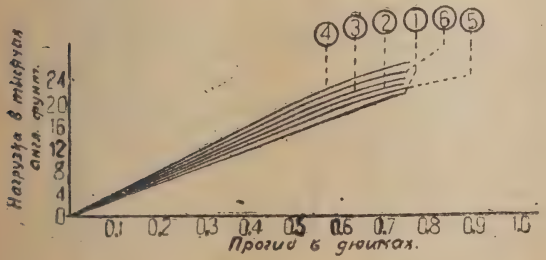
Таблица 19

Конструкция	Нагрузка в *кг*	Сравнительная прочность в %
По фиг. 38		
Соединение *а*	33 500	100
» *в*	30 250	91
» *г*	26 600	80



Фиг. 35.

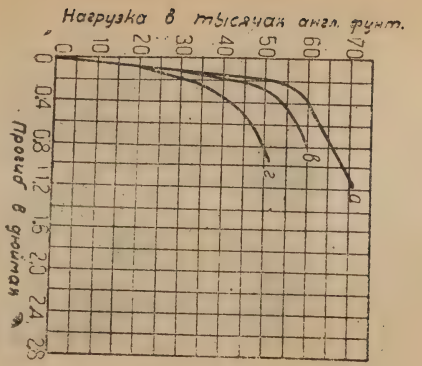
т. е. заклепочное соединение оказалось на 20% слабее аналогичного-сварного. На фиг. 39 представлена конструкция сварного соединения балок с колонной и кривые деформа-

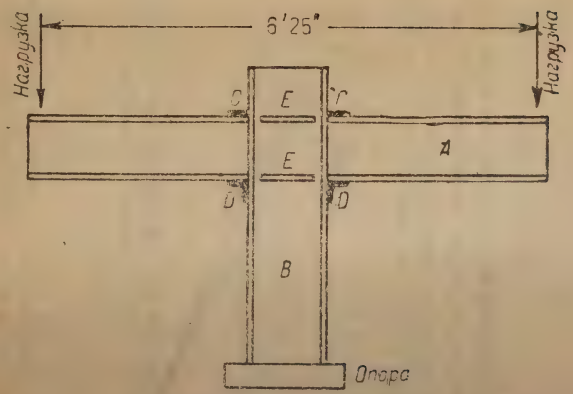


Фиг. 36.

Фиг. 37.

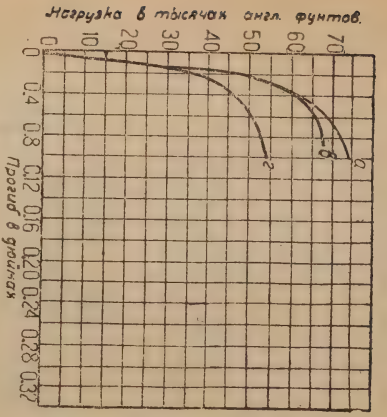
ции, дающие влияние отдельных элементов в конструкции на прочность соединения. Результат испытания этих соединений представлен в табл. 20 (см. стр. 39).

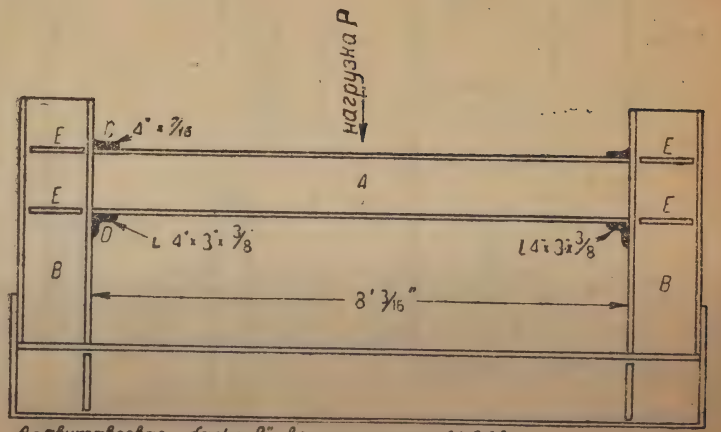




A - двутавровая балка 9"; вес пог. фута 21,8 ℔
B - Н образная колонна 10"; вес пог. фута 49,5 ℔

Фиг. 39.





A - двутавровая балка 9"; вес пог. фута 21,8 ℔
B - Н образная колонна 10"; вес пог. фута 49,5 ℔

Фиг. 38.

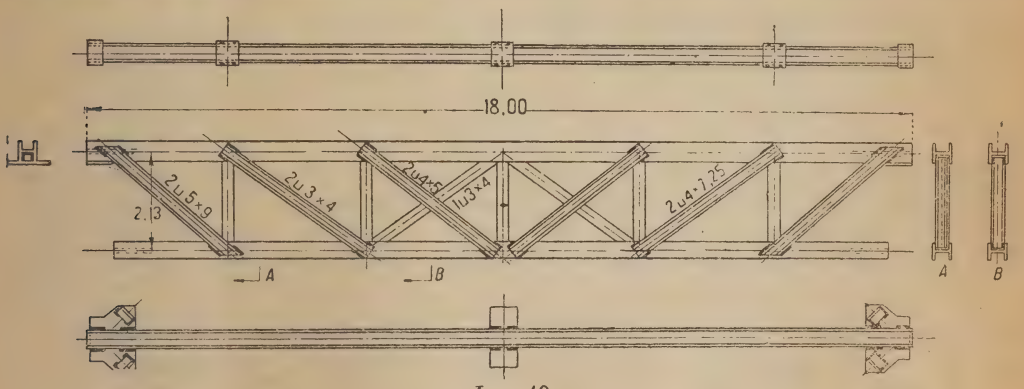
Интересные опыты были проведены на заводе Американ Бридж К° в Трентоне над фермами, изготовленными для перекрытия одного заводского корпуса фирмы Дженераль Электрик К°.

Таблица 20

Конструкция соединения	Максимальная нагрузка *кг*	Ход деформации
По фиг. 39	31 750	По кривой *а*
То же, но без деталей *C* и *D*	27 200	По кривой *в*
То же, но без деталей *E E*	24 200	По кривой *г*

Примечание. Нагрузка велась до выпучивания полок или стенки колонны. Швы остались целыми.

Эти фермы имеют пролет в 18 *м* и состоят из 6 панелей по 3 *м* (фиг. 40). Пояса ферм расположены горизонтально и состоят из 8″ балок типа Карнэги с широкими полками, раскосами служат швеллера, приваренные к внешней стороне



Фиг. 40.

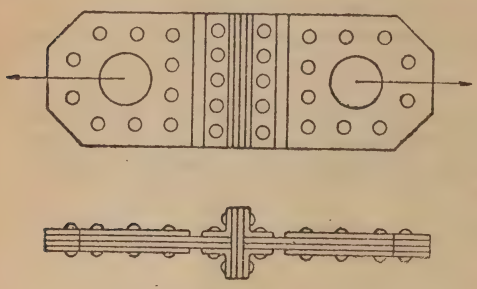
полок балки, а стойками служат 7″ двутавровые балки, приваренные к тем же полкам, но только с внутренней стороны. Высота фермы равна 2130 *мм*. Отдельные элементы фермы сварены вручную швами $a = 9{,}5 \times 9{,}5$ *мм*, работающими на продольный срез. За расчетное допускаемое напряжение принято 536 *кг* на *пог. см* шва. Так как критическое сечение шва в данном случае равно $h = 0{,}675$ *см* (см. табл. 14), то это соответствует допускаемому напряжению на срез, равному 800 *кг/см*^{2} сечения шва, что дает коэфициент безопасности, равный 4. Фермы рассчитаны для нагрузки в 300 *кг/см*^{2} крыши (мертвая нагрузка 150 *кг* + живая нагрузка 150 *кг*).

Для испытания прочности ферм и упругости конструкции были установлены на опорах три фермы в таком положении, как они должны быть на здании, для которого они предназначались. Испытание было произведено под нагрузкой в 450 *кг/м*^{2} перекрытия, т. е. 150% от расчетной. Сначала фермы нагружались 100-процентной нагрузкой и определялся прогиб, а затем нагрузка увеличивалась до 150% и вторично определялась стрела прогиба. Под расчетной нагрузкой стрела прогиба была равна 13,2 *мм*, а под максимальной нагрузкой 19,8 *мм*. После снятия нагрузки фермы совершенно выпрямлялись, показав полную упругость соединений. Следует отметить, что это испытание, как и многие другие, показало полную жесткость и неизменяемость конфигурации сварных конструкций под нагрузкой, не превосходящей предела упругости. Недостаточная вязкость швов в данном случае особенного значения не имеет, так как все упругие деформации воспринимаются отдельными звеньями конструкции, жестко соединенными в узлах. В сварных конструкциях совершенно не имеет места скольжение в узлах,

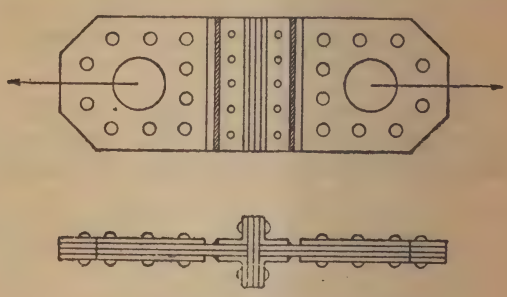
наблюдающееся в клепаных конструкциях. Это скольжение весьма опасно, так как неравномерно нагружает отдельные заклепки, и в отдельных местах могут появиться напряжения выше допускаемых, что иногда и ведет к срезу заклепок.

Следует отметить еще одно чрезвычайно интересное испытание, которое было проведено в Америке фирмой Американ Бридж К°.

При постройке висячего моста через реку Гудзон в Нью-Йорке необходимо было установить прочность типовых заклепочных соединений, запроектированных для главных башен моста. Образцы для испытания были изготовлены, как показано на фиг. 41. Испытание производилось на разрывной машине 2000 *т*. Образцы с заклепочными соединениями выдержали усилие, равное $P = 950\,000$ английских фунтов $= 430\,000$ *кг*, или, учитывая живое сечение заклепок, 21 200 *кг/см*^{2} сечения заклепок при работе последних на срез. После испытания искривленные уголки первоначальных образцов были выправлены и из них изготовлены новые образцы



Фиг. 41.



Фиг. 42.

со сварными соединениями (фиг. 42). Поперечные швы имели размеры 11 × 12,7 *мм* и были наложены в два слоя. Первый слой был наложен электродами диаметром 5/32″ при силе тока в 175 А, а второй слой электродами диаметром 3/16″ при силе тока в 205 А. Результаты испытания приведены в табл. 21.

Таблица 21

№ испытаний	Максимальное усилие *P кг*	Длина швов *см*	Ширина излома шва *см*	Напряжение на *см* шва *кг*	Напряжение на 1 *пог. см* шва *кг*
1	500 000	232	1,15	1 860	2 130
2	487 000	232	1,05	1 975	2 080

Примечание. Ширина излома это промеренное критическое сечение после излома.

Эти испытания показывают, с одной стороны, большую прочность сварных соединений, а с другой стороны, постоянство в прочности, что является весьма важным фактором для применения сварки в ответственных сооружениях. Хотя эти башни и были изготовлены на заклепках, но полученные при испытании результаты несомненно послужат основанием для более смелого применения сварки даже в таких сооружениях.

VI. О конструкциях, подверженных динамической и переменной нагрузке

1. Испытания проф. Дюстена

Усовершенствование сварочной техники за последние несколько лет и широко поставленные научно-исследовательские работы по изучению прочности сварных соединений дали возможность значительно расширить области применения сварки. Помимо целого ряда сварных сооружений, подверженных статической

нагрузке, за последнее время в Европе и Америке были сварены металлоконструкции, работающие при динамических, переменных и повторных нагрузках. Вполне понятно, что характер нагрузки сооружений требует особо осторожного подхода к расчету и конструированию сварных соединений. Весьма важно установить пределы допускаемых напряжений при различных по характеру нагрузках (динамическая, переменная и повторная), а также наиболее подходящие виды соединения и конструкции швов (стыковые, валиком, фланговые или поперечные).

Испытания проф. Дюстена показали, что фланговые швы очень хорошо сопротивляются динамическим нагрузкам и что прочность соединения очень быстро возрастает с увеличением длины швов. Весьма благоприятным является то обстоятельство, что при быстром приложении усилия фланговые швы требуют для своего разрушения затраты большей работы, чем при медленном приложении усилия. Так например испытанные фланговые швы размером $a = 5$ *мм* при длине швов, равной 20 *мм*, потребовали для разрушения при медленном приложении усилия 36 *кгм* работы, а при быстром приложении усилия 50 *кгм*. При увеличении длины швов до 35 *мм* требовалось уже затратить на разрушение 121 *кгм* работы.

Если конструкция сварена исключительно фланговыми швами с таким расчетом, что при статической нагрузке прочность основного металла и швов одинакова, то при динамической нагрузке сварные соединения будут прочнее основных звеньев. Это тем более верно для конструкций из профильных звеньев, так как в этом случае швы при той же площади сечения звеньев будут длиннее (контактная поверхность меньше), чем в случае применения плоских звеньев. Таким образом, применяя фланговые швы в конструкциях, подверженных динамической нагрузке, мы в худшем случае получаем прочность не меньшую, чем основной металл. Что касается повторных нагрузок, то при расчете конструкций, подверженных такой нагрузке, приходится принимать во внимание явление усталости металлов. Проведенные проф. Дюстеном опыты для установления предела усталости для наплавленного металла при переменной нагрузке (изменение по величине и знаку) дали в результате предел усталости около 15 *кг/мм*^{2}. При повторных, но постоянных по знаку нагрузках, предел усталости по Вйолеру (Wohler) равен полуторному значению его при переменной нагрузке, т. е.

$$1{,}5 \times 15 = 22{,}5 \text{ кг/мм}^2.$$

Опыты для определения предела усталости на срез им не производились, но на основании опытов, проведенных проф. Муром (Moore) в университете в Иллинойсе можно принять, что для большинства применяемых на практике сталей предел усталости на срез равен примерно 0,5 от предела усталости на растяжение. Отсюда получаем, что при переменной нагрузке предел усталости на срез равен

$$0{,}5 \times 15 = 7{,}5 \text{ кг/мм}^2,$$

а при повторной нагрузке предел усталости на срез равен

$$0{,}5 \times 22{,}5 = 11{,}25 \text{ кг/мм}^2.$$

Для того чтобы вызвать в лобовом шве напряжение, равное 15 *кг/мм*^{2} или 22,5 *кг/мм*^{2}, само звено должно быть напряжено усилием, равным

$$P_1 = 15 \times \frac{\sqrt{2}}{2} = 11{,}5 \text{ кг/мм}^2 \text{ (переменная нагрузка)}$$

или

$$P_1 = 22{,}5 \times \frac{\sqrt{2}}{2} = 15{,}5 \text{ кг/мм}^2 \text{ (повторная постоянная по знаку нагрузка).}$$

Аналогично, для того чтобы вызвать в фланговых швах напряжение, равное 7,5 *кг/мм*^{2} или 11,25 *кг/мм*^{2}, равное соответственно пределу усталости на срез

при переменной и повторной нагрузке, основной металл должен быть подвержен напряжению

$$\sigma_1 = 7{,}5 \times \frac{\sqrt{2}}{2} = 5{,}3 \text{ кг/мм}^2 \text{ (переменная нагрузка).}$$

$$\sigma' = 11{,}25 \times \frac{\sqrt{2}}{2} = 8 \text{ кг/мм}^2 \text{ (повторная нагрузка).}$$

В сооружениях, подверженных динамической и повторной нагрузке, допускаемое на срез напряжение не превосходит 8 *кг/мм*². Только в редких случаях оно повышается до 10—12 *кг/мм*² и только в частях, в которых постоянная нагрузка играет доминирующую роль. Отсюда мы видим, что:

1) лобовые швы, рассчитанные как указано выше, никогда не будут нагружены до предела усталости;

2) фланговые швы в определенных случаях могут быть напряжены до предела усталости, а потому должны быть усилены.

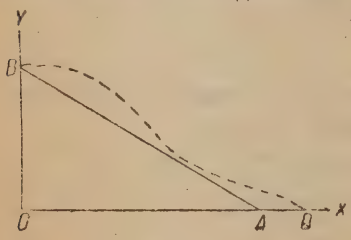
Это усиление требуется только тогда, когда мы хотим иметь конструкцию, которая была бы одинаково прочна во всех своих частях, чего мы никогда не можем достигнуть в клепаных соединениях. При расчете заклепочных соединений принимается, что сопротивление заклепки на срез равно 80% от сопротивления на растяжение того же металла и что предел упругости, модуль упругости и предел усталости изменяются в той же пропорции, т. е. понижаются только на 20%.

Фактически же установлено, что сопротивление на срез равно не более 0,7—0,75 от такового на растяжение, а предел упругости, модуль упругости и предел усталости на срез составляют только 0,5 от соответствующих величин при растяжении.

Из сказанного ясно, что запас прочности в клепаных конструкциях значительно ниже, чем это принято считать. Усиление фланговых швов достигается удлинением последних против расчетного. Во многих случаях приходится для размещения швов прибегнуть к швам впорезь, о которых более подробные указания будут даны ниже, при рассмотрении конструктивных форм соединений. Применение легированных электродов с особо высокими механическими свойствами не увеличивает прочности сварной конструкции из нормальной стали, так как в этом случае будет срезан основной металл. Существующее мнение, что сварные конструкции менее надежны при динамической нагрузке, следует считать неправильным. При правильном подсчете, рациональном выборе конфигурации соединений и хорошем выполнении работ сварные конструкции обладают не меньшим запасом прочности и надежности, чем клепаные.

2. Американские методы расчета

По вопросу о допускаемых напряжениях при расчете сварных конструкций, работающих под динамической, повторной или переменной нагрузкой, было проведено много исследований в Америке. Ввиду того, что на практике редко встречается такое сооружение, которое было бы подвергнуто только переменной нагрузке, важно было установить предел усталости для комбинированного действия статической и динамической нагрузки. Изменяя последовательно то статическую, то динамическую нагрузку, можно установить закон изменения предела усталости.



Фиг. 43.

Если по оси абсцисс (фиг. 43) будем откладывать постоянную нагрузку, а по оси ординат переменную нагрузку, то предел усталости (по опытам Герберта) изменяется по кривой *BD*, близкой к параболе, а по опытам Гудмана по закону прямой *AB*, где отрезок *OA* равен пределу упругости при одной постоянной нагрузке, а отрезок *OB* равен пределу усталости при одной переменной нагрузке. Если обозначим *OA* через S_y, а *OB* через S_x, а величины

действующих в данный момент статической и динамической нагрузок обозначим через S_s и S_v, то ур-ние прямой AB напишется так:

$$\frac{S_v}{S_e} + \frac{S_x}{S_y} = 1.$$

Для того чтобы иметь запас прочности в n раз, напряжения S_v и S_s должны быть таковы, чтобы удовлетворялось уравнение:

$$\frac{S_v}{S_e} + \frac{S_x}{S_y} = \frac{1}{n}. \qquad (A)$$

По отношению к пределу упругости или пределу усталости можем принять $n = 2$, а для наварного металла принять $S_y = 22\ кг/мм^2$ и $S_e = 0{,}50\, S_y = 11\ кг/мм^2$, тогда ур-ние (A) перепишется так:

$$\frac{s_v}{11} + \frac{s_s}{22} = \frac{1}{2}.$$

Для случая, когда $S_s = 0$, получим $S_v = \frac{11}{2} = 5{,}5\ кг/мм^2$; т. е. получился тот же результат, что и по опытам Дюстена.

Если же, наоборот, известна величина постоянной статической нагрузки и желательно определить величину допускаемой переменной нагрузки, то можно пользоваться той же формулой.

Пусть известно, что $S_s = 6\ кг/мм^2$, тогда имеем:

$$\frac{S_v}{11} + \frac{6}{22} = \frac{1}{2}$$

или

$$2S_v + 6 = 11,$$

откуда

$$S_v = 2{,}5\ кг/мм^2,$$

т. е. добавочная переменная нагрузка не должна вызывать напряжений больше, чем $2{,}5\ кг/мм^2$.

Основываясь на этом, инж. Фиш (G. D. Fisch) дает следующие указания по вопросу о применении сварки в мостостроении. В этих сооружениях имеют место как динамические, так и переменные и повторные нагрузки. Отсутствие разработанных инструкций в отношении допускаемых напряжений и конструктивных форм соединений в мостах является большим тормозом в деле применения сварки в мостостроении.

При расчете мостов обыкновенно динамическую нагрузку заменяют эквивалентной статической, причем учитывается также изменение напряжений как по величине, так и по направлению (знаку).

Особенное значение это имеет для мостов с небольшими пролетами. Однако не всегда учитывается повторность нагрузки, т. е. совершенно оставляется без рассмотрения вопрос о явлениях усталости металла. В сварных сооружениях вопрос еще усложняется тем, что мы имеем дело не только с мостостроительной сталью, но и наварным металлом шва, причем если рассматривать сварное соединение как агрегат, то оно подчиняется более сложным законам упругих деформаций, чем упомянутые два металла в отдельности.

Чтобы подойти к разрешению указанного вопроса, необходимо воспользоваться опытными данными, полученными при испытании отдельных типовых соединений и целых опытных конструкций (в Германии были проведены такие опыты над целыми мостами). Виды швов, применяемых в сварных конструкциях, можно разбить на три основных группы: 1) стыковые швы, 2) швы валиком (filet) 3) швы впрорезь.

Критическое сечение измеряется величиной h, а площадь сечения величеной $F = h \times l$, где l — длина шва. Как было указано выше, в длину l не включается длина кратеров в начале и конце шва, т. е. откидывается примерно

по одному сантиметру с каждой стороны. Усилие, передающееся на шов, может быть выражено в виде равнодействующей, приложенной центрально, и момента от пары (в частном случае одно из этих усилий может быть равно нулю).

Так как швы очень плохо сопротивляются действию изгибающих моментов относительно их продольной оси, то при проектировании сварных соединений нужно швы расположить таким образом, чтобы избегнуть появления изгибающих и крутящих моментов.

Некоторые изгибающие моменты неизбежны в швах внахлестку и впрорезь, но они весьма незначительны по величине и учтены допускаемыми напряжениями, исчисленными на основании опытных данных.

В тех же исключительных случаях, когда изгибающие моменты не могут быть избегнуты, следует учитывать дополнительные напряжения от действия этих моментов и рассчитывать шов на сложное сопротивление.

Изгиб, действующий относительно поперечной нейтральной оси критического шва, вызывает растяжение или сжатие, и появляющееся под влиянием изгибающего момента напряжение определяется по формуле:

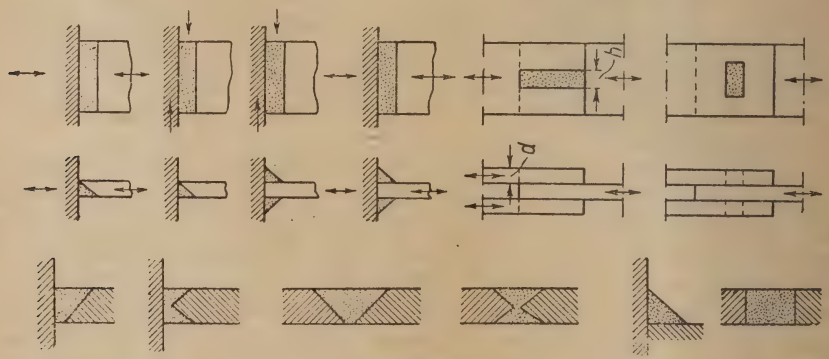
$$K_b = \frac{M_b}{\frac{1}{6} hl^2} \text{ кг/см}^2,$$

где: M_b — изгибающий момент в *кгсм*, h — критическое сечение шва в *см*, l — длина шва в *см*. Кручение относительно полярной оси критического сечения вызывает в шве срезающие напряжения, определяемые по формуле:

$$K_s = \frac{M_{кр}}{\frac{1}{6} hl^2},$$

где $M_{кр}$ — крутящий момент в *кгсм*, h и l те же, что и выше.

Во всех случаях, когда имеет место продольный срез, напряжения не распределяются равномерно по критическому сечению шва, но для практических целей можно при расчете пользоваться средними значениями. На фиг. 44 предста-



Фиг. 44.

влены шесть случаев нагрузки швов, причем из них только случаи (5) и (6) не были рассмотрены выше. По отношению к швам впрорезь следует иметь в виду относительные размеры ширины прореза или размера h и глубины d, определяемой толщиной привариваемого звена. Соотношение между ними должно удовлетворять условию:

$$\frac{h}{d} \geqq 1; \quad \frac{h}{d} \leqq 2.$$

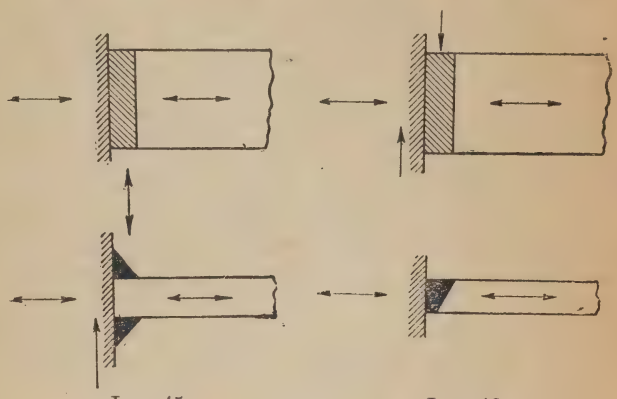
Наварной металл должен полностью заполнить прорезь. Если для приварки звена применяются два параллельно расположенных шва впрорезь, то ширина

полосы между прорезями должна быть достаточной для передачи швам действующей нагрузки.

Комбинация из растяжения или сжатия и поперечного среза для соединения, изображенного на фиг. 45, дает еще не вполне изученные сложные напряжения. Однако прочность таких швов проверена эмпирически, и можно в соответствии с опытными данными рассматривать эту нагрузку как срезающую в плоскости критического сечения. Напряжения от действия каждого усилия суммируются и результирующее напряжение не должно превосходить допускаемого. Равным образом, когда имеем случай, изображенный на фиг. 46, то получается косое напряжение, которое равно равнодействующей обоих усилий, деленной на площадь критического сечения.

Ввиду отсутствия опытных данных для такой комбинации действующих усилий, шов рассчитывают либо на растяжение или сжатие, либо на продольный срез. В последнем случае получается шов с большим запасом прочности.

При комбинации усилий, вызывающих в швах валиком продольный и поперечный срез, получается косой срез. Шов рассчитывается на срез по критическому сечению от действия усилия, равного равнодействующей двух усилий. Такой же метод применяется и для швов впрорезь, когда они подвержены продольному и поперечному срезу. При действии изгибающего или крутящего момента в комбинации с вышеуказанными усилиями (одним или двумя) следует учесть дополнительные напряжения от изгиба или кручения.



Фиг. 45. Фиг. 46.

Для определения численного значения допускаемых напряжений при переменной и повторной нагрузках инж. Фиш рекомендует пользоваться нижеследующей формулой:

$$\frac{M+N}{2S_y}+\frac{M-N}{2S_e}\leqq 1,$$

где: M — максимальное значение переменной нагрузки,
N — минимальное » » »
(может быть как положительным, так и отрицательным),
S_y — предел упругости при статической нагрузке,
S_e — предел усталости данного металла.

Приравняв левую часть этого уравнения единице, получим высший предел напряжения, при котором после определенного количества колебаний произойдет разрушение конструкции; поэтому, как и раньше, вводим коэфициент безопасности $h=2$ и тогда для расчета имеем формулу:

$$\frac{M+N}{2S_y}+\frac{M-N}{2S_e}=\frac{1}{2}.$$

Принимая для S_y и S_e приведенные выше значения при работе на растяжение или сжатие равным:

$$S_y=22\ кг/мм^2 \text{ и } S_e=11\ кг/мм^2,$$

получим:

$$\frac{M+N}{22}+\frac{M-N}{11}=1,$$

или преобразовывая это уравнение, получаем:

$$M+\frac{1}{2}(M-N)=11\ кг/мм^2.$$

Когда же соединение работает на срез, Фиш рекомендует для предела упругости и предела усталости величины, равные 0,625 от таковых для работы на растяжение или сжатие, так как никогда почти не бывает случая, чтобы соединение работало на чистый срез.

На основании сказанного получаем:

$$S_y = 0{,}625 \cdot 22 = 14 \text{ кг/мм}^2;$$
$$S_e = 0{,}625 \cdot 11 = 7 \text{ кг/мм}^2.$$

Откуда расчетная формула представится так:

или

$$M + \frac{1}{2}(M - N) = 7 \text{ кг/мм}^2.$$

При расчете стыковых швов следует также иметь в виду роль остаточных напряжений от неравномерной усадки металла. В швах (особенно длинных) могут быть места, которые имеют остаточные растягивающие напряжения, в то время как другие места подвергнуты сжатию. Под действием внешних сил растянутая часть может быть напряжена выше предела упругости, и если эта часть шва получит остаточное удлинение, то напряжения в шве могут выравниться.

Но бывает и так, что нагрузка имеет динамический характер и тогда может произойти разрушение соединения даже при усилиях значительно менее расчетных. Как мы увидим ниже, по этой причине не рекомендуется применять стыковые швы в основных звеньях конструкций, подверженных динамическим нагрузкам.

Опыт показал, что влияние остаточных напряжений в швах валиком совершенно незначительно и на прочность соединения влияния не оказывает.

VII. Примеры расчета сварных соединений

1. Расчет соединения раскоса с поясом

Раскос фермы подвергается растяжению силой $P = 20\,000$ *кг*. Определить длину швов и их наиболее рациональное расположение для раскосов из швеллеров, тавров и уголков.

Необходимая площадь сечения F раскоса определится из формулы

$$F = \frac{P}{K_z} \text{ см}^2$$

при $K_z = 1200$ *кг/см*^{2} (для статической нагрузки)

$$F = \frac{20\,000}{1\,200} = 16{,}7 \text{ см}^2.$$

1) В качестве раскоса берем швеллер № 12 с площадью $F = 17{,}26$ *см*^{2}. Если мы приварим его к поясам швов с размером $a = 10$ *мм*, то по табл. 6 допускаемое напряжение на срез 1 *пог. см.* шва будет

$$W_z = 560 \text{ кг}.$$

Необходимая длина швов определится из уравнения:

$$L = \frac{P}{W_z} = \frac{20\,000}{560} = 36 \text{ см}$$

или на каждую сторону швеллера придется $\frac{L}{2} = 18$ *см* шва. К этой длине надо прибавить по 2 *см* на кратеры, так что действительная длина швов будет равна $18 + 2 = 20$ *см*.

Такое решение будет вполне правильно теоретически, но практически его не всегда можно осуществить, особенно учитывая русский нормальный сортамент.

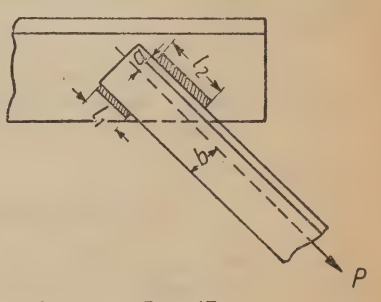
Если в качестве поясов взять тавры, то даже при разрезке двутавровой балки пополам придется взять профиль № 40 для того, чтобы поместить необходимую длину швов, считая, что будем пользоваться одними фланговыми швами. Поэтому либо необходимо прибегнуть к комбинации фланговых и поперечных швов, либо следует взять для раскоса вместо одного швеллера № 12 два швеллера № $6^1/_2$ и приварить их с обеих сторон пояса. В последнем случае длина швов с каждой стороны швеллера будет только $\frac{36}{4}+2=11$ *см*, но зато вес раскосов будет примерно на 10% больше.

2) Если вместо швеллеров взять тавры, то ввиду симметричности профиля расположение швов будет такое же, как и для швеллера, но в этом случае приходится учитывать размеры швов. В швеллерах мы могли взять швы размером $a=10$ *мм* и даже больше, но при приварке тавров размер шва не может быть больше толщины полки. Для того чтобы можно было тавр приварить швами $a=10$ *мм*, необходимо взять либо низкое тавровое железо № 12/6, либо высокое тавровое железо № 9/9. Последнее, при почти одинаковом поперечном сечении с первым (для № $12/6=17{,}02$ *см*^{2}, а для № $9/9=17{,}05$ *см*^{2}), имеет ширину фланца $b=90$ *мм*, в то время как профиль № 12/6 имеет ширину $b=120$ *мм*. В сварных конструкциях удобнее иметь дело с более узкими фланцами, так как конструктивно легче разместить в узле и равномернее передается действующее усилие на фланговые швы, почему останавливаемся на профиле № 9/9 и привариваем его как фланговыми, так и поперечным швами.

Если мы в данном случае хотели применить вместо одного большого тавра два меньших, то для выполнения условий прочности нам пришлось бы остановиться на профиле № 7/7 с площадью сечения $F=10{,}59$ *см*^{2}, т. е. для двух тавров равной $2\times 10{,}59=21{,}18$ *см*^{2}. Это означало бы увеличение веса раскоса на $\frac{(21{,}18-16{,}70)}{16{,}7}100=27\%$.

Помимо этого мы могли бы эти раскосы приварить только швами размерами $a=8$ *мм* с допускаемым напряжением на срез 1 *пог. см* шва $W_s=450$ *кг*. Потребная общая длина швов $L=\frac{20\,000}{450}=45$ *см*, или на одну сторону тавра пришлось бы наложить шов

$$l=\frac{L}{4}+2=\frac{45}{4}+2=14\ см.$$



Фиг. 47.

3) В качестве раскосов берем уголки. Если возьмем только один уголок, то ближайший профиль будет $90\times 90\times 10$ с $F=17{,}13$ *см*^{2}. Ввиду несимметричности профиля, необходимо это обстоятельство учесть при расположении швов, и для выравнивания нагрузки распределить длину швов по краям угольника обратно пропорционально расстоянию последних от центра тяжести сечения профиля (фиг. 47). Если обозначим через a и b расстояние краев профиля от нейтральной оси (центр тяжести), то соответствующие длины швов l_1 и l_2 определятся из соотношений:

$$l_1+l_2=L$$

$$l_1=\frac{La_1}{a_1+b};\quad l_2=\frac{Lb}{a_1+b}.$$

Для рассматриваемого профиля можем применить швы размером $a=10$ *мм*, т. к. толщина полки равна 10 *мм*, а потому необходимая общая длина швов $L=36$ *см*

$$a_1=2{,}58;\quad b=6{,}42;$$

откуда

$$l_1=\frac{36\cdot 258}{9}=10{,}32\ см;\quad l_2=\frac{36\cdot 6{,}42}{9}=25{,}68\ см.$$

Округляя найденные величины и прибавив на кратеры, получим $l_1 = 13$ *см*, $l_2 = 28$ *см*.

Полученное значение для l_2 слишком велико и такой длины шов сбоку профиля нельзя будет разместить, а потому можно в таких случаях прибегать к двум приемам:

а) помимо фланговых наложить поперечный шов. Для данного профиля длина поперечного шва определится шириной полки угольника, т. е. 9 *см*. Вычтя эту длину из общей длины L, мы остальную длину должны опять-таки распределить по краям обратно пропорционально их расстоянию от центра тяжести, т. е.

$$L_1 = L - 9 = 36 - 9 = 27 \text{ см},$$

$$l'_1 = \frac{27 \cdot 2 \cdot 58}{9} = 8 \text{ см}, \quad l'_2 = 27 - 8 = 19 \text{ см};$$

в) шов со стороны вертикальной полки угольника можно взять большего размера, чем $a = 10$ *мм*. Если возьмем $a = 14$ *мм*, то $W_s = 785$ *кг* и длина шва соответственно сократится.

Так как применение поперечного шва все-таки не избавляло нас от значительной длины шва l_1, то останавливаемся на размере шва $a = 14$ *мм* и тогда длина сократится до

$$l''_2 = \frac{19 \cdot 560}{785} = 13{,}5 \text{ см}.$$

Аналогично можно подойти к расчету раскоса, взяв два меньших угольника. Наилучшим решением было бы взять в качестве раскосов полосовой материал, так как мы имеем дело с растягивающим усилием.

Задача была решена в отношении различного вида профильного металла только для того, чтобы выявить их особенности при применении в сварных конструкциях.

Из приведенного подробного рассмотрения такого простого случая можно видеть, какие элементы следует учитывать при расчете и конструировании узлов, а именно:

1) симметричность профиля;
2) расположение швов и возможность их размещения;
3) размеры швов и допускаемые напряжения;
4) экономичный выбор профиля в отношении веса металла.

2. Расчет соединения стойки с поясом

Рассчитать сварное соединение стойки длиною 3 *м* с поясом фермы, исходя из критической нагрузки стойки и показанной на фиг. 48 формы соединения.

Учитывая размеры взятой в качестве пояса балки типа Карнэги (широкополой), берем в качестве стойки два уголка с размерами $100 \times 100 \times 10$ *мм*. Допускаемая критическая нагрузка на единицу площади сечения определяется по формуле

$$K_d = \frac{1}{4}\left(3100 - 11{,}4\,\frac{l}{i}\right),$$

где l — длина стойки, а i — радиус инерции сечения стойки $= \sqrt{\frac{I_{\min}}{2F}}$ ($2F$ — так как берем два уголка).

Для выбранного сечения имеем следующие данные:

$F = 19{,}17$ *см*^{2} для одного уголка.

$I = 176{,}3$ *см*^{4} » » » .

$x = 2{,}82$ *см* — расстояние центра тяжести от нейтральной оси сечения.

Минимальный момент инерции всего сечения стойки:

$$I_{min} = (176{,}3 + 2{,}82^2 \cdot 19{,}17)\,2 = 657{,}6\ см^3,$$

откуда

$$i = \sqrt{\frac{I_{min}}{2F}} = \sqrt{\frac{657{,}6}{2 \cdot 19{,}17}} = 4{,}1\ см,$$

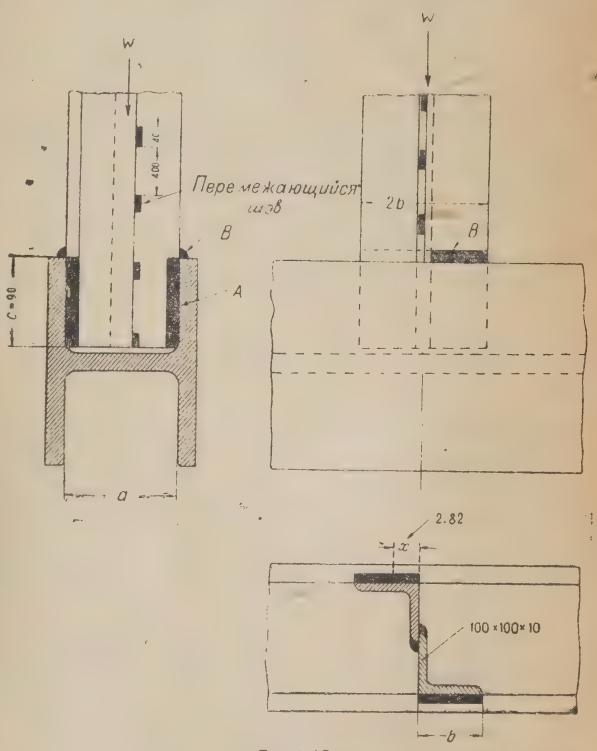
$$K_d = \frac{1}{4}\left(3\,100 - 11{,}4\,\frac{300}{4{,}1}\right) = 570\ кг/см^2,$$

Вся стойка может выдержать сжимающее усилие.

$$Q = K_d \cdot 2F = 570 \cdot 2 \cdot 19{,}17 = 22\,000\ кг.$$

Это усилие и берем за основу для расчета швов. Ввиду того, что толщина полки угольника равна 10 *мм*, берем шов с размерами $a = 10$ *мм*. Допускаемое напряжение на срез 1 *пог. см* шва $W_s = 560$ *кг*, откуда получаем необходимую длину швов

$$L = \frac{Q}{W_s} = \frac{22\,000}{560} = 40\ см.$$



Фиг. 48.

Как видно из фиг. 48, длина одного флангового шва A зависит от глубины профиля балки и в данном случае равна 9 *см*. Отбросив на длину кратеров по 1 *см* с каждой стороны, остается только $9 - 2 = 7$ *см* эффективного шва. Таких швов четыре, так что общая длина фланговых швов равна

$$l_1 = 4 \cdot 7 = 28\ см.$$

Из означенного расчета видно, что придется еще наложить поперечные швы B. По расчету остается наложить длину швов

$$l_2 = L - l_1 = 40 - 28 = 12\ см.$$

Таких швов можно наложить два, приваривая полки угольника к фланцам балки. Необходимая длина одного шва

$$l_3 = \frac{l_2}{2} + 2 = \frac{12}{2} + 2 = 8\ см.$$

Так как ширина полки равна всего 10 *см*, то швы B накладываем по всей длине, т. е. на 10 *см* длины. Вдоль стойки уголки сварены перемежающимися швами длиною 4 *см* с расстоянием между ними в 40 *см*.

3. Расчет диагонали мостовой фермы

Диагональ мостовой фермы состоит из двух полос с размерами сечения 120 × 12 *мм* каждая. Требуется рассчитать швы, соединяющие диагональ с поясами при условии равнопрочности швов и основного металла.

Ввиду симметричности сечения проводим расчет для одного звена диагонали. Принимая допускаемое напряжение на растяжение для мостовой стали $K_z = 1\,300$ *кг/см*^{2}, получаем наибольшее растягивающее усилие в одном звене диагонали

$$P = 12 \times 1{,}2 \times 1\,300 = 18\,750 \text{ кг}.$$

Соответственно толщине полосы берем шов размером $a = 12$ *мм*. Ввиду того, что мы имеем здесь динамическую нагрузку, исходим из допускаемого напряжения на срез наварного металла $K_s = 600$ *кг/см*^{2}. При этом условии для $a = 12$ *мм* получаем $W_s = 504$ *кг* (см. табл. 6).

Необходимая длина швов определится так:

$$L = \frac{L}{W_s} = \frac{18\,750}{504} = 37 \text{ см},$$

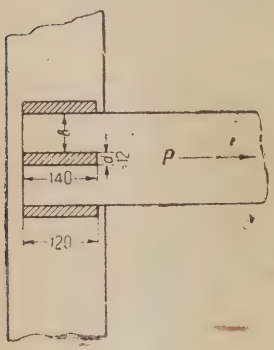
или на каждую сторону приходится

$$L_1 = \frac{h}{2} + 2 = \frac{37}{2} + 2 = 20 \text{ см}.$$

Если бы почему-либо нельзя было наложить такие длинные швы, то для мостовых конструкций, подверженных динамической нагрузке, нежелательно прибегать к поперечным швам. В этом случае предпочтительней прибегнуть к конструкции, показанной на фиг. 49, т. е. применить шов впрорезь.

Учитывая толщину полосы, необходимо сделать ширину прорези $d \geqq 12$ *мм*. Берем $d = 12$ *мм*, тогда $W_s = 700$ *кг*.

При длине прорези в 14 *см* этот шов воспринимает усилие



Фиг. 49.

$$P_1 = (14 - 2)\,700 = 8\,400 \text{ кг}.$$

На долю фланговых швов тогда остается:

$$P_2 = P - P_1 = 18\,750 - 8\,400 = 10\,350 \text{ кг}.$$

Длина одного флангового шва будет равна:

$$L_1 = \frac{10\,350}{2 \cdot 504} + 2 = 12 \text{ см}.$$

При применении швов впрорезь приходится еще проверить на прочность ширину ветви b (фиг. 49). Каждая такая ветвь должна передать половину действующей в стержне нагрузки. В данном случае мы по сечению стержня определили максимальное допускаемое растягивающее усилие $P = 18\,750$ *кг*. Но если бы, наоборот, по усилию надо было подобрать сечение диагонали, то учитывая необходимость применения прорези, пришлось бы взять полосу шириной $120 + 12$ *мм* $= 132$ *мм*.

4. Расчет сварной двутавровой балки

Требуется рассчитать и сконструировать двутавровую балку длиною 6 *м*, нагруженную 7 силами $P = 11\,500$ *кг*, расположенными, как указано на фиг. 50.

Реакция опор ввиду симметричности нагрузки будет одинакова и равна:

$$Q = \frac{1}{2} \cdot 7 \cdot P = \frac{1}{2} \cdot 7 \cdot 11\,500 = 40\,250 \text{ кг}.$$

Максимальный изгибающий момент будет посередине балки и равен

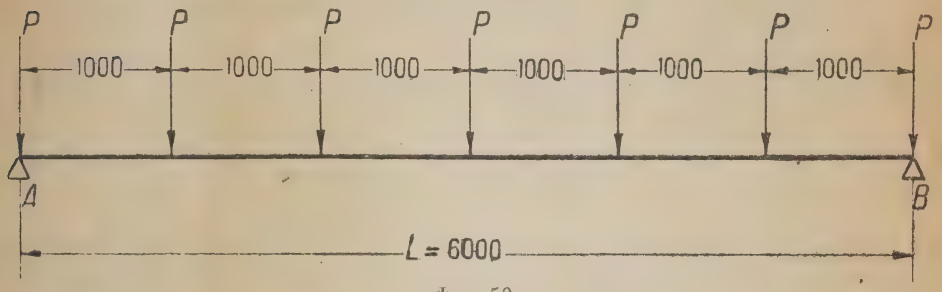
$$M_{max} = 40\,250 \cdot 300 - 11\,500 \cdot 100 - 11\,500 \cdot 200 - 11\,500 \cdot 300 = 5\,175\,000 \text{ кг/см}^2.$$

Если примем допускаемое напряжение на растяжение $K_z = 1\,200$ *кг/см²*, то необходимый момент сопротивления определится по формуле:

$$W = \frac{M_{max}}{K_z} = \frac{5\,175\,000}{1\,200} = 4\,300\ см^3.$$

Площадь сечения вертикальной стенки определяется из условия прочности на срез поперечной силой. Максимальная поперечная сила действует в первых прилегающих к опорам панелях и равна

$$Q'_{max} = 40\,250 - 11\,500 - 28\,750\ кг.$$



Фиг. 50.

При допускаемом напряжении на срез $K_s = 800$ *кг/см²* получим необходимую площадь, вертикальной стенки

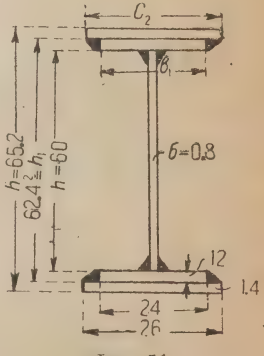
$$F = \frac{Q'_{max}}{K_s} = \frac{28\,750}{800} = 36\ см^2.$$

Высоту стенки берем $h = \frac{1}{10} L = 600$ *мм*, и толщина стенки тогда получится:

$$\delta = \frac{3\,600}{600} = 6\ мм.$$

Учитывая ржавление и полученную незначительную толщину, берем $\delta = 8$ *мм*. Площадь сечения одного пояса определится по формуле

$$f = \frac{M_{max}}{h \cdot K_z} - \frac{\delta h}{6} = \frac{5\,175\,000}{1\,200 \cdot 60} - \frac{0{,}8 \cdot 60}{6} = 64\ см^2.$$



Фиг. 51.

В качестве поясов берем две ламмели, из которых прилегающая к вертикальной стенке имеет размер 24×12 *мм*, а верхняя — 26×14 *мм*.

На фиг. 51 представлено сечение балки. Ширину верхней ламмели берем больше на два сантиметра, чтобы можно было наложить швы, соединяющие ее с нижней ламмелью. Помимо этого с точки зрения экономии металла всегда выгоднее нижнюю ламмель взять меньшего сечения, так как эта ламмель идет по всей длине балки. Верхние же ламмели располагаются только в средней части балки, где изгибающие моменты требуют этого.

Площадь сечения одной ламмели $f = 24 \times 1{,}2 + 26 \cdot 1{,}4 = 65{,}2\ см^2$, что с избытком удовлетворяет условиям прочности.

Длину второго поясного листа определяем в зависимости от роста изгибающего момента по направлению к середине балки. Если обозначим полезный момент инерции сечения балки без поясных листов через I_0 и соответственно с одним и двумя поясными листами через I_1 и I_2, а высоты балки соответственно

через h_1 и h_2, то допускаемые изгибающие моменты для сечения балки с одним и двумя поясными листами определяются по формулам:

$$M_1 = \frac{2K_2I_1}{h_1}; \qquad M_2 = \frac{2K_2I_2}{h_2}.$$

По размерам отдельных элементов сечения балки находим соответственно моменты инерции I_1 и I_2:

$$I_1 = I_0 + \frac{b_1}{12}(h_1^3 - h^3) = \frac{0{,}8 \cdot 60^3}{12} + \frac{24}{12}(62{,}4^3 - 60^3) = 14\,400 + 53\,940 = 68\,340 \text{ см}^4,$$

$$I_2 = I_1 + \frac{b_2}{12}(h_2^3 - h_1^3) = 68\,340 + \frac{26}{12}(65{,}2^3 - 62{,}4) = 142\,000 \text{ см}^4,$$

откуда получаем:

$$M_1 = \frac{2 \cdot 1\,200 \cdot 68\,340}{62{,}4} = 2\,630\,000 \text{ кг см};$$

$$M_2 = \frac{2 \cdot 1\,200 \cdot 14\,200}{65{,}2} = 5\,240\,000 \text{ кг см}.$$

Мы видим, что подбор сечения произведен правильно, так как M_2 очень близко к M_{max}. Если расстояние конца второго поясного листа от опоры обозначим через x_2, то оно определится по формуле:

$$x_2 = \frac{L}{2}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{M_1}{M_{max}}}\right) = \frac{600}{2}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\,630\,000}{5\,175\,000}}\right) = 90 \text{ см}.$$

откуда длина 2-го поясного листа будет

$$L_1 = L - 2x_2 = 600 - 2 \cdot 90 = 420 \text{ см}.$$

Определив размеры отдельных частей балки, перейдем к расчету швов, соединяющих вертикальную стенку с поясами, а также отдельные листы поясов между собой. Пояс подвержен срезывающему усилию T, стремящемуся сдвинуть его вдоль вертикальной стенки. Это усилие на погонную единицу длины балки определяется по формуле:

$$T = \frac{QS}{I},$$

где Q — поперечная сила в рассматриваемом сечении;
I — момент инерции сечения балки относительно горизонтальной оси, проходящей через центр тяжести сечения;
S — статический момент пояса, отнесенный к той же оси.

Для сечения балки на опоре:

$$Q = 28\,750 \text{ кг}; \; I = 68\,340 \text{ см}^4; \; S = 24 \cdot 1{,}2 \cdot 31{,}2 = 900 \text{ см}^3,$$

откуда

$$T = \frac{28\,750 \cdot 900}{68\,340} = 380 \text{ кг}.$$

Для сечения, проходящего через начало 2-го поясного листа, поперечная сила остается той же самой, так как она меняется только на расстоянии одного метра от опоры, но статический момент пояса и момент инерции сечения меняются, а именно:

$$S_1 = S + 26 \cdot 1{,}4 \cdot 32{,}6 = 900 + 1\,220 = 2\,120 \text{ см}^3; \quad I_2 = 142\,000 \text{ см}^4,$$

откуда

$$T_1 = \frac{28\,750 \cdot 2\,120}{142\,000} = 414 \text{ кг}.$$

Так как в этом сечении касательная сила больше, чем на опоре, то по ней и будем рассчитывать швы, соединяющие вертикальную стенку с поясами. Размер шва берем $a = 8$ *мм* с допускаемым напряжением на срез $W_s = 450$ *кг*. Усилие T_1 воспринимают два шва, а потому на каждый приходится

$$\frac{T_1}{2} = \frac{414}{2} = 207 \text{ кг на пог. см.}$$

Выбранный шов может выдержать усилие в 450 *кг* на *пог. см*. Это значит, что шов можно делать не сплошным, а прерывистым. Из соотношения между W_s и $\frac{T_1}{2}$ видим, что примерно 50% по длине балки надо варить и 50% пропустить. Для большей надежности делаем шов сплошным. Особенно это важно для сжатого пояса, подверженного выпучиванию. Аналогично рассчитываются швы, соединяющие поясные листы между собой. Ввиду того, что поперечная сила уменьшается к середине балки, а статический момент берется только для одного верхнего листа, то вполне понятно, что касательные силы здесь значительно меньше и сварку можно вести прерывистыми швами. Интересно отметить, что для той же нагрузки профиль клепаной балки состоит из: 1) вертикального листа высотою $h = 60$ *см* и $\delta = 1$ *см*, 2) 4 уголков $100 \times 100 \times 12$ и 3) одного поясного листа $24 \times 1{,}4$ *см*. Если сравним веса, то получим:

Клепаная балка				Сварная балка			
Название детали	Размер *см*	Колич. на 1 балку	Вес *кг*	Название детали	Размер *см*	Колич. на балку	Вес *кг*
Вертикальная стенка . . .	$60 \times 1 \times 600$	1	282	Вертикальная стенка . . .	$60 \times 0{,}8 \times 600$	1	225
Поясные уголки	$100 \times 12 \times 600$	4	360	1-й поясной лист	$24 \times 1{,}2 \times 600$	2	270
Поясной лист .	$24 \times 1{,}4 \times 600$	2	316	2-й поясной лист	$26 \times 1{,}4 \times 420$	2	240
	Всего		958 *кг*		Всего		735 *кг*

Экономия в расходе металла $\frac{(958 - 735)}{958} 100 = 23{,}2\%$.

Фактическая экономия будет еще больше, так как здесь не учтена еще разница между весом заклепок и электродов, которая составляет не менее 3%, и разница в весе между уголками жесткости и полосами жесткости, которая тоже составит не менее 3%. В общем экономию при замене клепаных двутавровых балок сварными следует считать от 25 до 30% от веса клепаной балки.

5. Расчет стропильной фермы пролетом 10 *м*

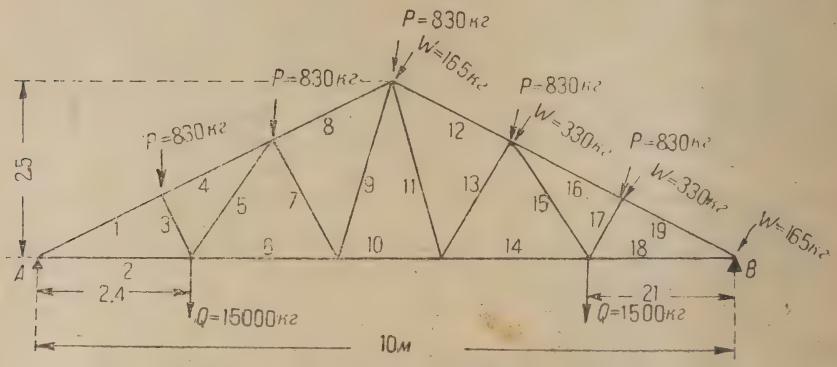
Требуется рассчитать все сварные соединения изображенной на фиг. 52 стропильной фермы при следующих данных: пролет $l = 10$ *м*, расстояние между фермами $b = 4$ *м*, высота фермы $h = 2{,}5$ *м*, нагрузка в верхних узлах от собственного веса и веса крыши и снега $P = 830$ *кг*, нагрузка от давления ветра $P_1 = 330$ *кг*. Помимо этого, два нижние узла на расстоянии 2,4 *м* от опор фермы нагружаются подвесными путями для кошек с подъемной силой $Q = 1\,500$ *кг*.

При данной системе нагрузок реакции опор A и B будут одинаковы и равны $A = B = 3\,575$ *кг* (не учитывая действия ветра).

Напряжения в отдельных стержнях под действием указанных нагрузок представлены в табл. 22.

Таблица 22

Верхний пояс		Нижний пояс		Диагонали			
Сжатие		Растяжение		Сжатие		Растянутые	
№ стержня	усилие *кг*	№ стержня	усилие *кг*	№ стержня	усилие *кг*	№ стержня	усилие *кг*
1	— 8 965	2	+ 7 930	3	— 1 080	5	+ 3 075
4	— 8 590	6	+ 5 720	7	— 2 460	9	+ 2 290
8	— 5 520	10	+ 4 295	13	— 2 445	11	+ 2 265
12	— 5 520	14	+ 6 090	17	— 1 080	15	+ 3 100
16	— 8 600	18	+ 8 420				
19	— 8 975						



Фиг. 52.

На основании этих усилий производим подбор сечения стержней и рассчитываем длину швов. Подбор и проверка сечений сжатых стержней представлены в табл. 23. Обозначение: P — максимальное расчетное усилие в *кг*,

l — длина стержня для проверки на продольный изгиб,

F — площадь поперечного сечения стержня,

i — радиус инерции,

ω — коэфициент,

$\sigma = \frac{\varphi\omega}{F}$ — напряжение в стержне.

Таблица 23

Обозначения	№ стержней 1, 4, 8, 12, 16, 19	№ стержней 3 и 17	№ стержней 7 и 13
Расчетное усилие P *кг*	8 975	1 080	2 460
l *мм*	1 866	925	1 870
Выбранный профиль	Т 90 × 90 × 10	∠ 40 × 40 × 4	+ 2·45 × 45 × 5
F *мм*^{2}	1 710	308	2 × 430 = 860
I_{min} *мм*^{4}	585 000	18 300	248 000
$i = \sqrt{I_{min} : F}$	18,5	7,7	17
$l : i$	101	119	110
ω	2,43	3,355	2,86
σ	1 364	1 180	820

Таблица 24

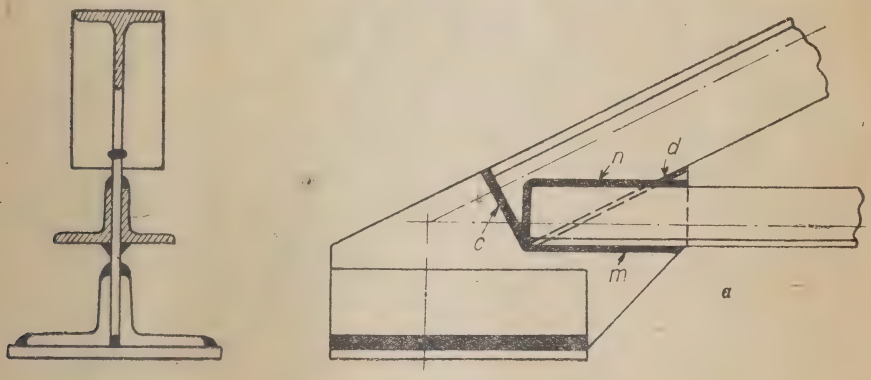
Подбор и проверка сечений растянутых стержней.

Обозначения	№ стержней	№ стержней	№ стержней
	2, 6, 10, 14, 18	5 и 15	9 и 11
Расчетное усилие P кг	8 420	3 100	2 290
Профиль	⌊ 60×60×6	⌊ 40×40×4	⌊ 35×35×4
F см²	6,91	3,08	2,67
$\sigma = \frac{P}{F}$ кг/см²	1 200	1 010	860

Расчет швов.

Опорный узел A и B. Конструкция по фиг. 53.

Для соединения верхнего и нижнего поясов применен фасонный лист a, который приварен к верхнему поясу при помощи двух стыковых швов c и d, из



Фиг. 53.

которых первый работает на сжатие, а второй на срез. Действующее в верхнем поясе усилие $P = 8\,975$ кг. При толщине фасонного листа 10 мм допускаемое напряжение на срез шва d будет $W_s = 700$ кг. Откуда необходимая длина шва

$$l = \frac{P}{W_s} = \frac{8\,975}{700} = 13 \text{ см};$$

шов c в расчет совершенно не принят, так как по конструктивным соображениям шов d получается достаточной длины для полного воспринятия действующего сжимающего усилия.

С нижним поясом фасонный лист соединяется двумя фланговыми швами m и n. Действующее усилие $P = 8\,420$ кг.

Так как в данном случае мы имеем дело с несимметричным профилем, то длину швов, приходящуюся на каждую сторону угольника, приходится рассчитывать, как это было указано в примере 1. Расстояние центра тяжести сечения от кромок угольника будет соответственно $a_1 = 16{,}9$ мм и $b = 43{,}1$ мм.

Действующее усилие распределится соответственно:

$$P_1 = \frac{Pa}{a+b} = \frac{8\,420 \cdot 16{,}9}{60} = 2\,375 \text{ кг},$$

$$P_2 = \frac{Pb}{a+b} = \frac{8\,420 \cdot 43{,}1}{60} = 6\,050 \text{ кг}.$$

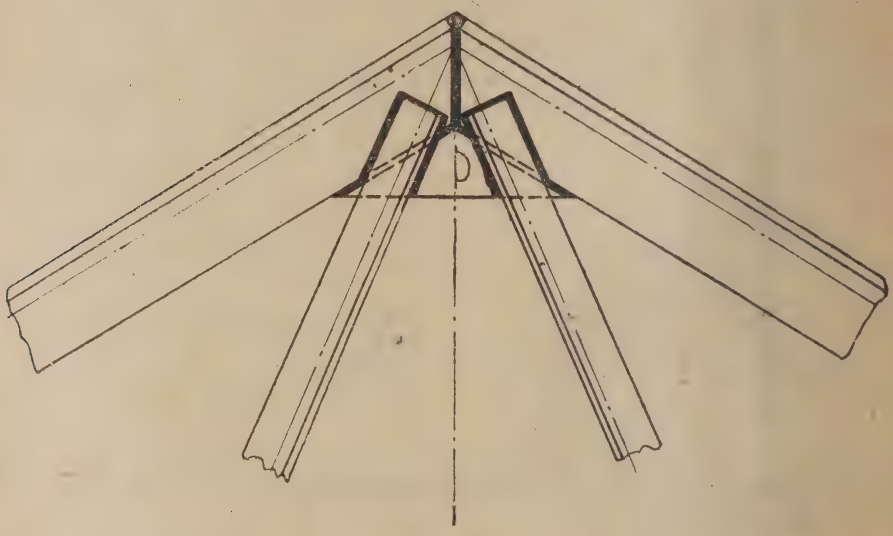
Для восприятия усилия P_2 выбираем шов с размерами $a = 8$ *мм*, а для усилия P_1 — шов с размерами $a = 4$ *мм*; тогда, взяв допускаемые напряжения для $a = 8$ *мм* $W_s = 375$ *кг* и для $a = 4$ *мм* $W_s = 200$ *кг*, получим соответственной длины швов:

$$l_1 = \frac{P_1}{W_s} = \frac{2\,375}{200} = 12 \text{ см},$$

$$l_2 = \frac{P_2}{W_s} = \frac{6\,050}{375} = 16{,}5 \text{ см}.$$

К этой расчетной длине, как это было указано выше, прибавляется по 2 *см*. Подробнее конструктивные особенности этого узла будут описаны ниже.

Узел D — вершина фермы (фиг. 54).



Фиг. 54.

В прилегающих ногах кромки скошены и торцы сварены встык. Так как этот шов работает на сжатие, то допускаемое напряжение можно взять 900 *кг/см²*. Действующее в стержнях 8 и 12 усилие $P = 5\,520$ *кг*. Необходимое сечение шва:

$$F = \frac{5\,520}{900} = 6{,}2 \text{ см}^2.$$

Площадь сечения свариваемых тавров равна 17,10 *см²*, так что этот шов может работать не только на сжатие, но даже на растяжение, тем более, что для размещения швов стержней *9* и *11* вварена между таврами косынка с длинными торцовыми швами, работающими на срез. Остальные швы рассчитаны аналогичным путем, причем все данные сведены в единую табл. 25. Допускаемые напряжения везде указаны те, которые применяются фирмой Аркос при расчете ферм, так как конструкция выполнена этой фирмой. Как расчет, так и конструктивные формы соединений утверждены соответствующими органами, наблюдающими за применением сварки в металлоконструкциях.

Вычисленная длина швов является теоретической. На практике, помимо добавления 2 *см* к каждому шву, очень часто шов накладывается по всей длине нахлестки для того, чтобы вода не могла проникнуть между соединенными стержнями. Приведенный пример показывает порядок и метод подхода к расчету сварных соединений в стропильных фермах.

Таблица 25

	№ стержней			
	5 и 15	9 и 11	3 и 17	7 и 13
Максимальное усилие P кг[1]	3 100	2 290	1 080	21 230
Выбранный профиль	40×40×4	35×35×4	40×40×4	45×45×5
a_1 см	1,12	1,0	1,12	1,28
b см	2,88	2,5	2,88	3,22
P_1 кг	870	660	300	350
P_2 кг	2 230	1 640	780	885
Размер шва у горизонтальной полки	4	2,5	2,5	2,5
Размер шва у вертикальной полки	8	6	5	5
Допускаемое напряжение W_s'	200	125	125	125
Допускаемое напряжение W_s''	375	300	200	250
l_1	4,4	5,3	2,4	2,8
l_2	6	5,5	3,9	3,6

$$P_1 = \frac{Pa_1}{a_1 + b}, \qquad P_2 = \frac{Pb}{a_1 + b}$$

$$l_1 = \frac{P_1}{W_s'}, \qquad l_2 = \frac{P_2}{W_s''}$$

6. Расчет соединений раскосного стержня

Пояс раскосного стержня состоит из двух уголков $100 \times 100 \times 10$ *мм*. Расстояние между центрами тяжести $h = 25$ *см*. Пояса соединены полосами. Определить размеры полос и длину швов, соединяющих полосы с поясами (фиг. 55).

Для выбранных уголков площадь поперечного сечения пояса $F = 2 \cdot 19{,}17 = 38{,}34$ *см*^{2}. Минимальный момент инерции одного уголка $I_{min} = 72{,}7$ *см*^{4}. Радиус инерции $i = \sqrt{\frac{I}{F}} = \sqrt{\frac{72{,}7}{19{,}17}} = 1{,}94$ *см*. Поперечная сила $Q = \frac{F}{33} = \frac{38{,}34}{33} = 1{,}16$ *т* (при 3-кратном запасе прочности). Максимальное расстояние между узлами

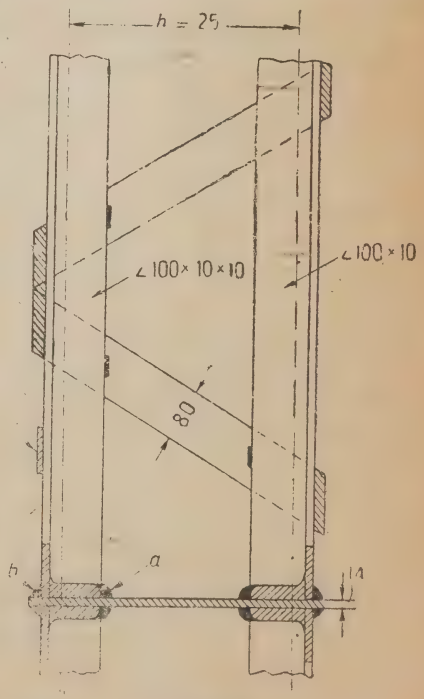
$$l = 50\, i = 50 \cdot 1{,}94 = 97 \text{ см}.$$

Раскосы устраиваем так, чтобы они образовали равнобедренные треугольники с основанием на поясах; тогда длина раскоса

$$L = \sqrt{25^2 + \frac{(97)^2}{2}} = 54{,}6 \text{ см}.$$

Усилие в раскосе

$$P = Q \sec 60^\circ = 1{,}16 \cdot \frac{54 \cdot 6}{25} = 2{,}53 \text{ т}.$$



Фиг. 55.

Это усилие будет расчетным как для полос, так и для швов.

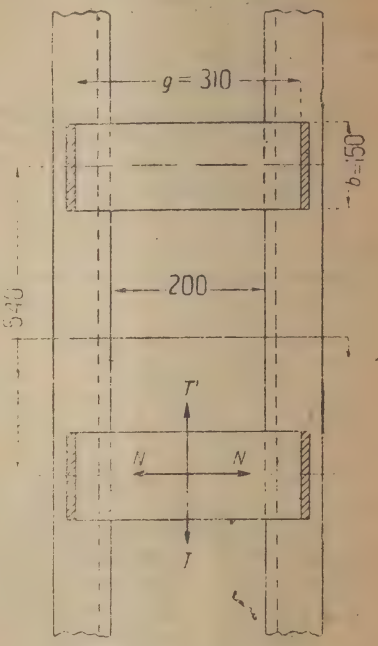
[1] См. формулы под таблицей.

Необходимый момент инерции полосы при $P = 2\,530\ кг$ и $L = 54{,}6\ см$ будет

$$I_{min} = 2{,}36P^2 \text{ (из формулы Эйлера)},$$
$$I_{min} = 2 \cdot 36 \cdot 2{,}53 \cdot 0{,}546^2 = 1{,}79\ см^4.$$

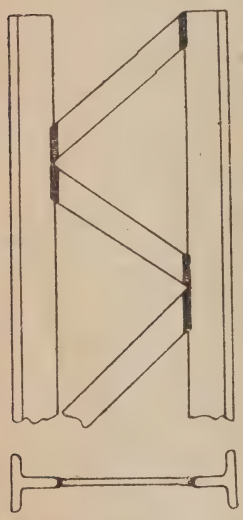
Размер полосы берем $8 \times 1{,}4\ см$ и $I_{min} = 1{,}8\ см^4$. Швы берем с размерами $a = 10 \times 10\ мм$. Для динамической нагрузки $W_s = 420\ кг$. Откуда необходимая длина швов

$$l_1 = \frac{2\,530}{420} = 6{,}1\ см.$$



Конструктивно можно раскос выполнить двояко: либо полосы выпустить немного за поясной угольник и проварить швы b, либо лучше сделать их заподлицо с поясами и полностью проварить внутренние швы a. К полкам же поясов с внешней стороны можно приварить скрепляющие планки C на расстоянии около метра друг от друга.

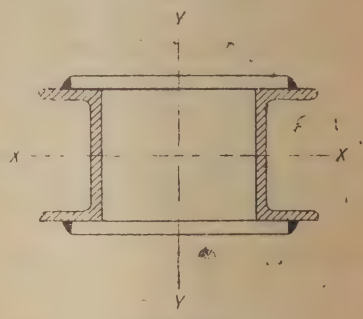
Приведенная конструкция по характеру своему не является типичной для сварки и приведена только для расчета швов. Если конструировать раскосный стержень специально под сварку, то вместо двух уголков следовало бы взять тавр, и соединительные полосы приварить так, как это показано на фиг. 56.



Фиг. 56.

7. Расчет сварной колонны

Требуется рассчитать колонну (фиг. 57), состоящую из двух швеллеров и скрепленную поперечными соединительными листами. Нагрузка равна $P = 95\ т$. Длина стержня при продольном изгибе равна $6\ м$.



Фиг. 57.

Составляем колонну из двух швеллеров № 30, расположенных фланцами наружу, с расстоянием в свету между профилями, равным $20\ см$. Для выбранного сечения $F = 2 \times 58{,}8 = 117{,}6\ см^2$,

$$I_x = 16\,052\ см^4 = 19\,958\ см^4,$$
$$i_x = 11{,}7\ см.$$

Напряжение от сжатия:

$$\sigma = \frac{P}{F} = \frac{95\,000}{117{,}6} = 807\ кг/см^2.$$

Касательная сила, действующая на соединяющие листы, при расстоянии центров последних друг от друга, равном $C = 54\ см$, определяется по методу Крона по формуле

$$T = F\frac{C}{14h},$$

где F — площадь сечения одной ветви и равняется 58,8 $см^2$, а h — расстояние между центрами тяжести ветвей и равно

$$h = 20 + 2 \cdot 2{,}7 = 25{,}4\ см.$$

Так как ветви соединены двумя листами, то на один лист приходится касательное усилие

$$T_1 = \frac{T}{2} = \frac{1}{2} \frac{58 \cdot 8 \cdot 54}{25 \cdot 4} = 4{,}46\ т = 4\,460\ кг.$$

Необходимая площадь сечения одного соединительного листа

$$S = \frac{T}{K_z} = \frac{4\,460}{1\,000} = 4{,}46\ см^2.$$

Но так как соединительный лист должен также удовлетворять прочность на изгиб, то определяем его размеры по изгибающему моменту. Обозначив длину соединительного листа через g, получаем:

$$M_{из} = 4{,}46 \cdot \frac{g}{2} = 4{,}46 \cdot \frac{310}{2} = 69{,}200\ т \cdot см = 69\,200\ кг \cdot см.$$

Взяв допускаемое напряжение на изгиб $K_b = 2\,000\ кг/см^2$ (здесь можно даже итти дальше), получаем необходимый момент сопротивления

$$W = \frac{M}{K_b} = \frac{69\,200}{2\,000} = 34{,}6\ см^3.$$

$$I = \frac{1}{12} \cdot 1 \cdot 15^3 = 270\ см^4 \text{ и } W = \frac{270}{7{,}5} = 36\ см^3.$$

Швы с одной стороны срезаются силой $\frac{T}{2} = T_1$, а с другой стороны получают дополнительные растягивающие и сжимающие или срезающие напряжения (в зависимости от расположения) от изгибающего момента.

Для фланговых швов, т. е. расположенных по оси колонны, дополнительное усилие от действия момента будет равно:

$$N = \frac{M}{b} = \frac{69\,200}{15} = 4\,600\ кг.$$

Шов рассчитываем на равнодействующую от обеих сил, а именно:

$$R = \sqrt{T_1^2 + N^2} = \sqrt{4\,460^2 + 4\,600^2} = 6\,420\ кг.$$

Берем швы с размерами $a = 10\ мм$, тогда $W_s = 560\ кг$, и необходимая длина швов

$$l = \frac{R}{W_s} = \frac{6\,420}{560} = 11{,}5\ см.$$

Швы накладываем по всей ширине полосы, т. е. длиною 15 $см$.

Из сказанного можно усмотреть, что выбранная конструкция заимствована из клепаных конструкций. При сварной конструкции выгоднее швеллера расположить фланцами внутрь, тогда расстояние между центрами тяжести h при той же общей ширине колонны увеличится с 25,4 $см$ до 34,6 $см$ и тангенциальная сила T уменьшится, а именно:

$$T = F \frac{C}{14 \cdot h} = 58{,}8 \frac{54}{14 \cdot 34{,}6} = 5{,}8\ т.$$

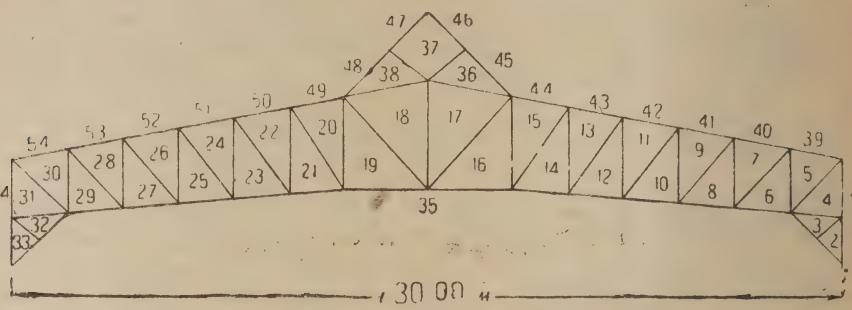
Помимо этого, получаем колонны с двумя гладкими сплошными боками, к которым очень удобно приваривать консоли, поперечные балки и другие детали. Что же касается расположения швов, то следует принять во внимание соотно-

шение между силами T и N и швы расположить в направлении действия наибольшей силы. Тогда швы будут работать как фланговые на срез. В нашем случае T и N были почти равны, так что они на фиг. 57 показаны параллельными силе T, но если бы конструкция была выполнена фланцами внутрь, то лучше было бы швы расположить в направлении действия силы N.

Для колонн с одной статической нагрузкой и то и другое решение дает надежные результаты, но когда колонны поддерживают подкрановые пути, то приходится уже считаться с характером нагрузки, и всегда предпочтительней швы расположить таким образом, чтобы они работали как фланговые.

8. Расчет стропильной фермы пролетом 30 метров.

Рассчитать стропильную ферму пролетом $L = 30\,м$ по фиг. 58 и действующим усилиям согласно приведенной на стр. 61 таблице.



Фиг. 58.

Подбор сечений

1) Нижний пояс. Нижний пояс составляем из трех частей, а именно: стержни 35—19 и 35—16 составляют одну часть, стержни 4—3, 6—35, 8—35, 10—35, 12—35, 14—35—другую и 31—32, 29—35, 27—35, 25—35, 23—35, 21—35—третью. Для удобства сварки берем в качестве пояса тавровое сечение в виде половины нормальной двутавровой балки № 28 с площадью поперечного сечения

$$F = \frac{1}{2}56{,}40 = 28{,}20\ см^2 \approx 28\ см^2.$$

Напряжение от растяжения при максимальном усилии без учета ветра

$$K_z = \frac{P}{F} = \frac{28\,700}{28} = 1\,025\ кг/см^2,$$

то же, но с учетом действия ветра

$$K_z = \frac{31\,000}{28} = 1\,100\ кг/см^2,$$

что вполне допустимо.

2) Верхний пояс. Сечение берем тавровое в виде половины нормальной двутавровой балки № 32 с $F = \frac{1}{2}\ 71{,}25 = 35{,}62\ см^2 \approx 35\ см^2$.

Максимальное действующее в верхнем поясе сжимающее усилие без учета ветра равно 29 400 $кг$, а с учетом ветра—31 150 $кг$. Минимальный момент инерции сечения

$$I_{min} = \frac{1}{12}(1{,}55 \cdot 12{,}74^3 + 7{,}2 \cdot 1{,}1^3) = 274\ см^4.$$

Радиус инерции

$$r = \sqrt{\frac{I_{min}}{F}} = \sqrt{\frac{274}{35}} = 2{,}8.$$

Таблица усилий в элементах фермы

Элементы	От вертикальной нагрузки	От ветра		Усилия с учетом ветра	
		справа	слева	+	—
35—2	0,000	+ 850	— 850	+ 850	— 850
35—3	0,000	+ 850	— 850	+ 850	— 850
35—6	+ 13 000	+ 1 700	— 750	+ 14 700	
35—8	+ 21 000	+ 2 000	— 375	+ 23 000	
35—10	+ 25 800	+ 2 150	— 50	+ 27 950	
35—12	+ 28 100	+ 2 275	+ 100	+ 30 375	
35—14	+ 28 700	+ 2 300	+ 425	+ 31 000	
35—16	+ 27 600	+ 2 300	+ 600	+ 27 900	
35—19	+ 27 600	+ 2 000	+ 950	+ 29 600	
35—21	+ 28 700	+ 1 650	+ 250	+ 30 350	
35—23	+ 28 100	+ 1 550	+ 925	+ 29 650	
35—25	+ 25 800	+ 1 250	+ 850	+ 27 050	
35—27	+ 21 000	+ 950	+ 675	+ 21 950	
35—29	+ 13 000	+ 550	+ 425	+ 13 550	
35—32	0,000	0,000	0,000	0,000	
35—33	0,000	0,000	0,000	0,000	
39—5	— 13 250	— 1 050	+ 125		— 14 300
40—7	— 21 500	— 1 350	— 275		— 22 850
41—9	— 26 400	— 1 550	— 600		— 27 950
42—11	— 28 800	— 1 650	— 875		— 30 450
43—13	— 29 400	— 1 750	— 1 100		— 31 150
44—15	— 28 500	— 1 750	— 1 250		— 30 250
45—36	— 1 100	— 150	— 205		— 1 305
46—37	— 500	0,00	— 205		— 705
47—37	— 500	— 205	0,000		— 705
48—38	— 1 100	— 205	— 125		— 1 305
36—17	— 22 250	— 1 350	— 1 150		— 23 600
38—18	— 22 250	— 1 750	— 800		— 24 000
49—20	— 28 500	— 2 000	— 1 050		— 30 500
50—22	— 29 400	— 1 800	— 1 050		— 31 200
51—24	— 28 800	— 1 600	— 1 000		— 30 400
52—26	— 26 400	— 1 300	— 900		— 27 700
53—28	— 21 500	— 950	— 750		— 22 450
54—30	— 13 250	— 550	— 450		— 13 800
1— 4	— 12 825	— 975	+ 100		— 13 800
5— 6	— 10 250	— 350	— 400		— 10 650
7— 8	— 7 900	— 250	— 350		— 8 250
9—10	— 4 800	— 190	— 320		— 5 120
11—12	— 1 260	— 125	— 300		— 1 560
13—14	— 650	— 50	— 250		— 900
15—16	+ 4 700	+ 300	— 150	+ 5 000	
17—18	+ 10 500	+ 575	+ 275	+ 11 075	
19—20	+ 4 700	+ 25	+ 150	+ 4 850	
21—22	— 650	— 250	— 50		— 900
23—24	— 1 250	— 275	— 100		— 1 525
25—26	— 4 800	— 300	— 150		— 5 100
27—28	— 7 300	— 350	— 250		— 7 650
29—30	— 10 250	— 400	— 325		— 10 650
31—34	— 12 830	— 450	— 400		— 13 280
36—37	— 500	— 425	0,000		— 925
37—38	— 500	0,000	— 200		— 700
2— 3	+ 15 400	+ 1 250	— 125	+ 16 650	
6— 7	+ 10 200	+ 350	+ 500	+ 10 550	
7— 9	+ 6 700	+ 250	+ 425	+ 7 125	
10—11	+ 3 300	+ 150	+ 350	+ 3 650	
12—13	+ 800	+ 75	+ 325	+ 1 125	
14—15	— 1 300	— 15	+ 275		— 1 315
16—17	— 7 400	— 650	+ 50		— 8 050
18—19	— 7 400	— 150	— 450		— 7 850
20—21	— 1 300	+ 275	— 10		— 1 310
22—23	+ 800	+ 300	+ 50	+ 1 100	
24—25	+ 3 300	+ 360	+ 125	+ 3 660	
26—27	+ 6 700	+ 425	+ 225	+ 7 125	
28—29	+ 10 200	— 500	+ 325	+ 10 700	
30—31	+ 15 400	— 625	+ 500	+ 15 900	
32—33	0,00	0,00	0,00	0,00	
4— 5	+ 15 400	+ 1 250	— 135	+ 16 650	

Длина стержня между узлами $l = 206\ см$,

откуда

$$\frac{l}{r} = \frac{206}{2{,}8} = 73{,}6; \quad \varphi = 0{,}68.$$

Допускаемое напряжение на сжатие с учетом ветра

$$K_c = 0{,}68 \cdot 1\,400 = 950\ кг/см^2.$$

Действительное напряжение $K_c' = \frac{31\,150}{35} = 890\ кг/см^2$.

3) Стойки 1—2, 1—4, 34—33, 31—34.

Максимальное сжимающее усилие $P = 13\,800\ кг$. По конструктивным соображениям берем стойку таврового сечения в виде половины нормальной двутавровой балки № 32, для которой мы уже нашли $F = 35\ см^2$; $I_{min} = 274\ см^4$; $r = 2{,}8$.

Расчетная длина $l = 150\ см$; $\frac{l}{r} = \frac{150}{2{,}8} = 53{,}6$; $\varphi = 0{,}78$.

Допускаемое напряжение $K_c' = 0{,}78 \cdot 1\,200 = 925\ кг/см^2$.

Фактическое напряжение $K_c^1 = \frac{13\,800}{35} = 392\ кг/см^2$.

4) Стойки 5—6 и 29—30.

Сжимающее усилие $P = 10\,650\ кг$. Берем 2 уголка $65 \times 65 \times 6$.

$$F = 2 \cdot 7{,}51 = 15{,}02\ см^2; \quad I_{min} = 2 \cdot 29{,}36 = 58{,}72\ см^4;$$

$$r = \sqrt{\frac{58{,}72}{15{,}02}} = 1{,}975.$$

Длина этих стоек $l = 175\ см$; $\frac{l}{r} = \frac{175}{1{,}975} = 88{,}9$;

$$\varphi = 0{,}61 \quad K_c' = 0{,}61 \cdot 1\,200 = 732\ кг/см^2;$$

$$K_c' = \frac{10\,650}{15{,}02} = 700\ кг/см^2.$$

5) Стойки 7 — 8 и 27 — 28.

Сжимающее усилие $P = 8\,250\ кг$; $l = 200\ см$.

Берем два уголка $55 \times 55 \times 6$; $F = 2 \cdot 6{,}31 = 12{,}62\ см^2$;

$$I_{min} = 2 \times 17{,}3 = 34{,}6 см^4; \quad c = \sqrt{\frac{34{,}6}{12{,}62}} = 1{,}66; \quad \frac{l}{r} = \frac{200}{1{,}66} = 1{,}20;$$

$$\varphi = 0{,}57; \quad K_c = 0{,}57 \cdot 1\,200 = 685\ кг/см^2;$$

$$K_c' = \frac{8\,250}{12{,}62} = 650\ кг/см^2.$$

6) Стойки 9 — 10 и 23 — 24.

$$P = 5\,120\ кг; \quad l = 225\ см.$$

Берем два уголка $55 \times 55 \times 6$; $F = 12{,}62\ см^2$, $I_{min} = 34{,}6\ см^4$;

$$r = 1{,}66; \quad \frac{l}{r} = \frac{225}{1{,}66} = 135; \quad \varphi = 0{,}4; \quad K_c = 0{,}4 \cdot 1\,200 = 480\ кг/см^2;$$

$$K_c' = \frac{5\,120}{12{,}62} = 410\ кг/см^2.$$

7) Стойки 11—12, 13—14, 23—24 и 21—22.

$P = 1\,560$ *кг*. Берем сечение в виде 2 уголков $50 \times 50 - 6$;

$F = 2 \times 5{,}69 = 11{,}38$ *см*^{2}; $I_{\min} = 2 \cdot 12{,}85 = 25{,}70$ *см*^{4}; $r = 1{,}5$;

$l = 250$; $\frac{l}{r} = \frac{250}{1{,}5} = 167$; $\varphi = 0{,}32$; $K_c = 0{,}32 \cdot 1\,200 = 385$ *кг/см*^{2}.

$$K_c' = \frac{1\,560}{11{,}38} = 140 \text{ кг/см}^2.$$

8) Раскосы 14—15 и 20—21.

Сжимающее усилие $P = 1\,315$ *кг*. Берем сечение в виде 2 уголков $50 \times 50 \times 6$.

$l = 320$ *см*; $F = 11{,}38$ *см*^{2}; $I_{\min} = 25{,}7$ *см*^{4}; $r = 1{,}5$;

$\frac{l}{r} = \frac{320}{1{,}5} = 215$; $\varphi = 0{,}2$; $K_c = 0{,}2 \cdot 1\,200 = 240$ *кг/см*^{2};

$$K_c' = \frac{1\,315}{11{,}38} = 120 \text{ кг/см}^2.$$

9) Раскосы 16—17 и 18—19.

Максимальное сжимающее усилие $P = 8\,050$ *кг*; $l = 424$ *см*.

Берем 2 уголка $120 \times 80 \times 10$ *мм*; $l = 425$ *см*^{4}; $F = 38{,}26$ *см*; $r = 3{,}33$;

$\frac{l}{r} = \frac{424}{3{,}33} = 127$; $\varphi = 0{,}44$; $K_c = 0{,}44 \cdot 1\,200 = 530$ *кг/см*^{2};

$$K_c' = \frac{8\,050}{38{,}26} = 210 \text{ кг/см}^2.$$

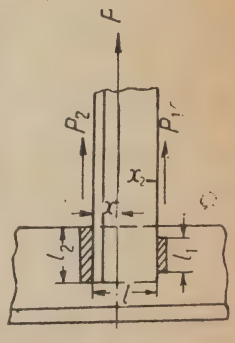
Подбор сечения для растянутых стержней приведен в табл. 26.

Таблица 26

№ стержней	Действующее усилие P кг	Профиль	Площадь сечения см^2	Напряжение K_z кг/см^2
4— 5 и 30—31	15 900	2 ∟ 65×65×6	15,02	1 050
6— 7 и 28—29	10 700	2 ∟ 50×50×6	11,38	940
8— 9 и 26—27	7 125	2 ∟ 50×50×6	11,38	630
10—11 и 24—25	3 660	2 ∟ 50×50×6	11,38	320
12—13 и 22—23	1 125	2 ∟ 50×50×6	11,38	100

Расчет швов

Ввиду того, что как стойки, так и раскосы взяты из уголков, то при расчете швов придется учесть несимметричность профиля. Помимо этого, чтобы свести до минимума количество косынок, необходимо будет выбирать разные сечения швов у кромок угольников, а именно швы большого размера у стороны, прилегающей к веритикальной полке, и меньшего размера у горизонтальной полки. Размер последних швов будем брать по толщине полки. Независимо от этого, как увидим в дальнейшем из конструкции узлов, придется прибегнуть к приварке косынок к вертикальной стенке тавра, для того чтобы можно было на ней расположить необходимую по расчету длину швов. Расчет длин швов дан в табл. 27.



Фиг. 59.

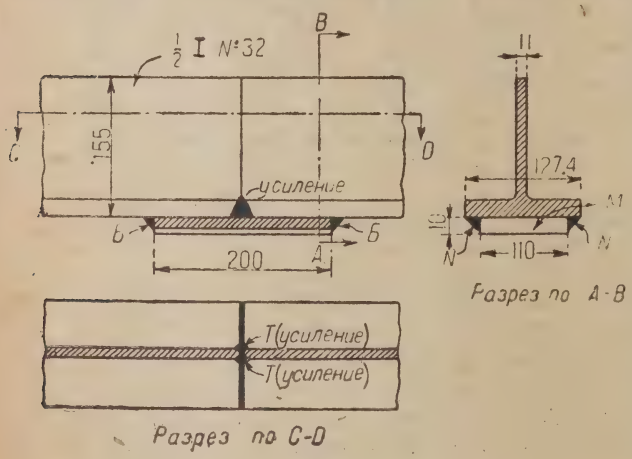
Обозначения приняты согласно фиг. 59, причем P— действующее в стержне усилие, а P_1 и P_2 — его компоненты, x_1 и x_2—соответствующие расстояния кромок угольника от оси, проходящей через центр тяжести сечения, т. е. $x_1 + x_2 = b$ ширине привариваемой полки угольника

Если придется прибегнуть к поперечным швам, то это будет указано при конструировании узлов. Так как весь расчет ведется применительно к русскому сортаменту, в дальнейшем допускаемые напряжения на срез взяты из табл. 6, но при $K_s = 700$ *кг/см²*.

Таблица 27

Стержень	Профиль	x_1 мм	x_2 мм	P кг	P_1 и P_2 кг	a мм	W_s	l_1 и l_2 см
5—6, 29—30 . .	2 65×6	18,1	46,9	10 650	$P_1 =$ 2 960	6×6	294	$l_1 = 10$
					$P_2 =$ 7 690	10×10	490	$l_2 = 16$
7—8, 27—28 . .	2 55×6	15,6	39,4	8 250	$P_1 =$ 2 350	6×6	294	$l_1 = 8$
					$P_2 =$ 5 900	10×10	490	$l_2 = 12$
9—10, 23—24 .	2 55×6	15,6	39,4	5 120	$P_1 =$ 1 640	6×6	294	$l_1 = 5{,}5$
					$P_2 =$ 3 480	8×8	392	$l_2 = 9$
11—12, 13—14 21—22, 23—24	2 50×6	14,4	35,6	1 560	$P_1 =$ 450	6×6	294	$l_1 = 2$
					$P_2 =$ 1 110	6×6	294	$l_2 = 4$
14—15, 20—21 .	2 50×6	14,4	35,6	1 315	$P_1 =$ 380	6×6	294	$l_1 = 2$
					$P_2 =$ 935	6×6	294	$l_2 = 4$
16—17, 18—19 .	2 120×80×10	19,5	60,5	8 050	$P_1 =$ 1 960	10×10	490	$l_1 = 4$
					$P_2 =$ 6 090	10×10	490	$l_2 = 12{,}5$
17—18	2 50×6	14,4	35,6	10 500	$P_1 =$ 3 000	6×6	294	$l_1 = 11$
					$P_2 =$ 7 500	10×10	490	$l_2 = 15{,}5$
4—5, 30—31 . .	2 65×6	18,1	46,9	15 900	$P_1 =$ 4 350	6×6	294	$l_1 = 15$
					$P_2 =$ 11 550	10×10	490	$l_2 = 23{,}5$
6—7, 28—29 . .	2 50×6	14,4	35,6	10 700	$P_1 =$ 3 100	6×6	294	$l_1 = 11$
					$P_2 =$ 7 600	10×10	490	$l_2 = 15{,}5$
8—9, 26—27 . .	2 50×6	14,4	35,6	7 125	$P_1 =$ 2 050	6×6	294	$l_1 = 7$
					$P_2 =$ 5 075	8×8	392	$l_2 = 13$
10—11, 24—25 .	2 50×6	14.4	35,6	3 660	$P_1 =$ 1 060	6×6	294	$l_1 = 4$
					$P_2 =$ 2 600	6×6	294	$l_2 = 9$
12—13, 22—23 .	2 50×6	14,4	35,6	1 125	$P_1 =$ 325	6×6	294	$l_1 = 2$
					$P_2 =$ 800	6×6	294	$l_2 = 3$

Приведенные в табл. 26 расчетные длины швов приходятся на 2 уголка, так как каждый стержень состоит из двух ветвей, а потому на один угольник приходится половина действующего усилия, т. е. половина швов по длине. Вполне понятно, что эти длины являются только теоретическими, так как на практике нельзя оперировать со швами длиной в один или два сантиметра.



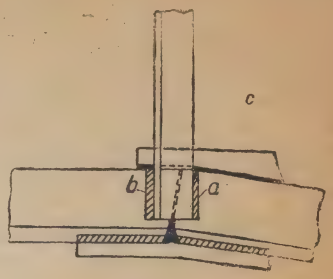
Фиг. 60.

При расчете стыков нижнего пояса следует принять, что стыковый шов между двумя отрезками тавра не может воспринять всей действующей нагрузки, а потому он должен быть усилен накладками. В нижнем поясе придется сделать обязательно два стыка в местах излома пояса, т. е. между стержнями 1) 35—21 и 35—19 и 2) 35—14 и 35—16. Но может случиться и так, что наклонную часть нижнего или верхнего пояса придется сделать тоже составной, тогда стык следует расположить между узлами и выполнять его по фиг. 60.

Стык вертикальной стенки делается X-образным швом с двусторонним усилением. Фланец сваривается V-образным швом заподлицо. Накладка берется толщиной, равной примерно толщине фланца, и приваривается фланговыми швами.

Как накладка, так и фланговые швы рассчитываются на 40% максимальной нагрузки пояса, причем накладка рассчитывается на разрыв, а швы на срез. Два стыка, приходящиеся на изломе нижнего пояса, рассчитываются и конструируются аналогичным образом, но вертикальная стенка тавра сваривается без утолщений, чтобы стойки 19—20 и 15—16 могли плотно прилегать к этой стенке, как показано на фиг. 61.

Стыковой шов перекрывается стойками с обеих сторон. Швы a и b помимо усилий, действующих в стержне 19—20 или 15—16, будут еще воспринимать часть усилий, действующих непосредственно в поясе. Чтобы разгрузить швы от этих дополнительных напряжений, а также для удобства расположения швов раскосов 14—15 и 20—21 можно к вертикальной стенке тавра приварить косынку c, придав ей нужную форму. Конструкция узлов будет приведена ниже.

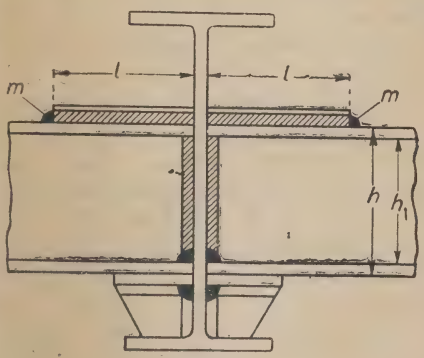


Фиг. 61.

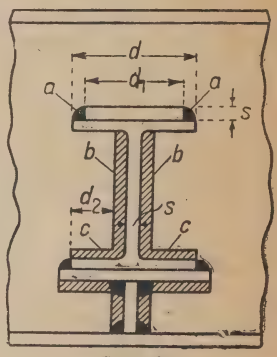
9. Расчет сварного соединения поперечных балок с прогонами

Рассчитать сварное соединение прогонов с поперечными балками железнодорожного моста, сконструированное по фиг. 62—63 и воспринимающее максимальный изгибающий момент M_{max} и максимальную поперечную силу A_{max}.

Из чертежа мы видим, что соединение устроено так, чтобы изгибающий момент был полностью воспринят накладкой, приваренной к верхним полкам прогонов. Размеры этой накладки определяются из условия прочности на растяжение. Действующее растягивающее усилие Z равно:



Фиг. 62.



Фиг. 63.

$$Z = \frac{M_{max}}{h + 0{,}5s} \kappa\iota.$$

Площадь сечения накладки $F = d_1 s$. Напряжение в накладке.

$$\sigma = \frac{Z}{F} = \sigma_{доп}.$$

Швы a и m рассчитываются из условия прочности на срез силой Z. Общая длина этих швов равна:

$$L = 2l + d_1.$$

Если примем, что все швы одинаковых размеров и критическое сечение шва обозначим через h', то площадь критического сечения всех швов равна

$$F_1 = (2l + d_1) h'.$$

Напряжение в швах от среза силой Z будет равно

$$\sigma_1 = \frac{Z}{F_1} \leqq \sigma_{доп}.$$

Если мы исходим из допускаемого напряжения на один погонный сантиметр шва W_s, то должно удовлетворятся уравнение

$$(2l+d_1)\,W_s \geqq Z.$$

Поперечная сила воспринимается швами b и c. Длина этих швов равна: $L=2\ (h_1+d_2)$ *см*. Напряжение от среза силой A_{max} будет равно:

$$\sigma_2 = \frac{A_{max}}{L} \leqq W_s,$$

где W_s — допускаемое напряжение на один *пог. см* шва.

VIII. Основы конструирования сварных соединений

1. Общие принципы

В первые годы применения сварки в металлоконструкциях очень мало внимания уделялось вопросам конструирования. Между тем сварные соединения имеют свои специфические особенности, и для рационального использования этого нового метода соединения металлов необходимо выработать конструктивные формы в полном соответствии с новым технологическим процессом.

Прежде всего следует отметить, что применяемый в настоящее время сортамент проката приспособлен для производства клепаных конструкций и далеко неудобен для сварных. С этим обстоятельством приходится считаться, так как переход к новому сортаменту еще весьма затруднителен и пока можно только говорить об отдельных профилях, которые оказались наиболее удобными и экономичными в сварных конструкциях. Помимо этого, как было уже указано выше, в СССР нет тяжелых профилей и для больших нагрузок приходится применять составные профили. Если раньше в этих профилях очень важную роль играли уголки и другие фасонные профили, то для сварных металлоконструкций, с точки зрения экономии металла, придется пользоваться листовым и широкополосным металлом. Большое значение имеет также вопрос о симметричности профиля и необходимой площади для размещения сопрягаемых в узле стержней. Для сварных конструкций и особенно для решетчатых ферм удобнее иметь дело с профилями, имеющими при одном и том же поперечном сечении наименьшую ширину привариваемых полок. Это обстоятельство в значительной степени определяет вес косынок, которых в сварной конструкции желательно иметь по возможности меньше. Если к этому добавить, что сварка представляет широкое поле конструктору для применения трубчатых профилей, которые не находят применения в клепаных конструкциях, то ясно будет, что вопрос о выборе надлежащего материала не только по качеству, но и по форме имеет для сварных конструкций первостепенное значение.

Другим важным моментом является вопрос о расположении швов по отношению к действующим усилиям (фланговые, поперечные, наклонные, впрорезь и т. д.). Этот вопрос был довольно подробно рассмотрен при изложении методов расчета сварных соединений. В данном вопросе приходится, главным образом, считаться с характером нагрузки, и в металлоконструкциях, подверженным динамическим, повторным и переменным нагрузкам, применять преимущественно фланговые швы валиком (fillet) и впрорезь. Что касается расположения швов в пространстве, то следует применять швы в следующем порядке: 1) нижний, 2) горизонтальный, 3) вертикальный, 4) потолочный. Этот порядок соответствует трудности его выполнения, а следовательно и надежности. Конструктору необходимо учесть эти трудности и при составлении проекта сварной конструкции по возможности избегать применения по крайней мере потолочных швов.

В отношении видов соединений следует отметить, что в металлоконструкциях приходится иметь дело, главным образом, с двумя видами соединений: 1) встык и 2) внахлестку. Другие виды соединений, как угловое, торцевое и т. п., встречаются очень редко. Несмотря на то, что при испытаниях на разрыв стыковые

соединения дают прекрасные результаты, европейская и американская практика показывает незначительное их применение в тех металлоконструкциях, где соединение работает на растяжение. Там, где приходится прибегнуть к стыковому соединению, стараются по возможности применять дополнительные связи (накладки) для передачи части действующего усилия на швы, работающие на срез (см. пример 8).

Особенно же следует избегать стыковых швов в конструкциях, подверженных динамической, повторной и переменной нагрузке. Что касается соединений внахлестку, то следует учитывать изгибающие моменты от эксцентричности нагрузки и по возможности не применять односторонних накладок. При соединениях внахлестку следует также правильно выбрать величину нахлестки (перекрытия) в зависимости от толщины свариваемых металлов. Метод подсчета приведен выше. Предохранение соединения от изгиба вдоль длинной оси шва является весьма важным моментом в конструкции, а потому конструктору необходимо учитывать все вышеизложенное в отношении соединений внахлестку.

Не менее важным является вопрос о размерах швов. В данном случае имеются в виду, главным образом, размеры поперечного сечения. В отношении стыковых швов критическое сечение определяется толщиной свариваемых металлов и конструктору остается только выбрать форму шва и угол скоса. Для соединений листов толщиной от 6 до 15 *мм* следует применять швы с односторонним скосом, а для толщины выше 15 *мм* — швы с двусторонним скосом. Для V-образных швов угол скоса должен быть не менее 60°, а для X-образных не меньше 75°. Между примыкаемыми торцами оставляется зазор, равный примерно толщине электрода (от 3 до 5 *мм*). Что касается швов валиком, то там вопрос более сложен.

Влияние размера шва на прочность и экономичность (количество наплавленного металла) было приведено выше. Но следует учитывать усвоенные практикой методы выполнения швов. Швы валиком размерами до $a = 10$ *мм* выполняются нормально в один проход, а свыше в 2 и 3 прохода. Если конструктор без особой надобности выберет шов 12×12 вместо 10×10 *мм*, то это вызовет излишнюю затрату металла и времени. Помимо этого, неправильный выбор размеров шва в сторону увеличения швов подчас так же вреден для прочности конструкции, как и выбор швов недостаточных размеров. Излишне наплавленный металл не только увеличивает внутреннее напряжение, но и вызывает неправильное распределение усилий в конструкции, что должно быть избегнуто. К увеличению размеров поперечного сечения шва следует прибегнуть только как к мероприятию для сокращения длин швов, в случае невозможности их размещения. Что касается длины швов, то они определяются расчетом, но не должны быть короче 4 *см*. Это следует иметь в виду также при сварке прерывистым швом. На кратеры прибавляется от 1,5 до 2 *см* к теоретической длине шва. В металлоконструкциях наиболее часто применяемые размеры швов (по сечению):

1) 6×6 *мм*, 8×8 *мм* и 10×10 *мм*; 2) по длине от 4 до 20 *см*.

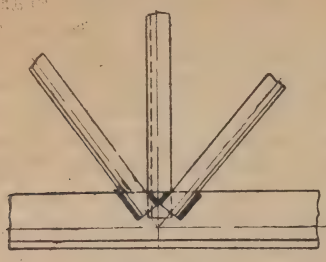
2. Образование узлов

Правильная конструкция узлов является весьма существенным моментом в металлоконструкциях. В сварных соединениях методы образования узлов иные, чем в клепаных, и копирование старых конструкций сводит на-нет все преимущества нового метода соединений.

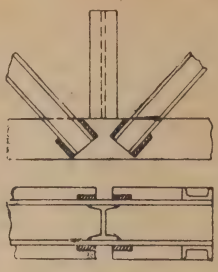
Во-первых, следует отметить, что в клепаных металлоконструкциях мы почти всегда имеем дело с непосредственной передачей усилий, в то время как в сварных, наоборот, мы в большинстве случаев имеем дело с непосредственной передачей усилий от одного звена к другому. Отсутствие промежуточных элементов не только приводит к экономии в металле, но дает большую жесткость и неизменяемость конфигураций конструкций при упругих деформациях (см. выше разные испытания металлоконструкций).

Во-вторых, следует иметь в виду особенности сварных металлоконструкций, заключающиеся в том, что линии действия сил в стержнях почти всегда совпа-

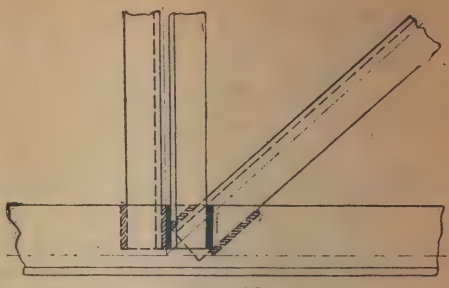
дают с линией центра тяжести сечений выбранных профилей, в то время как в клепаных конструкциях для удобства размещения заклепок приходится от этого правила отступить и тем самым ввести напряжение от дополнительных изгибающих моментов.



Фиг. 64.

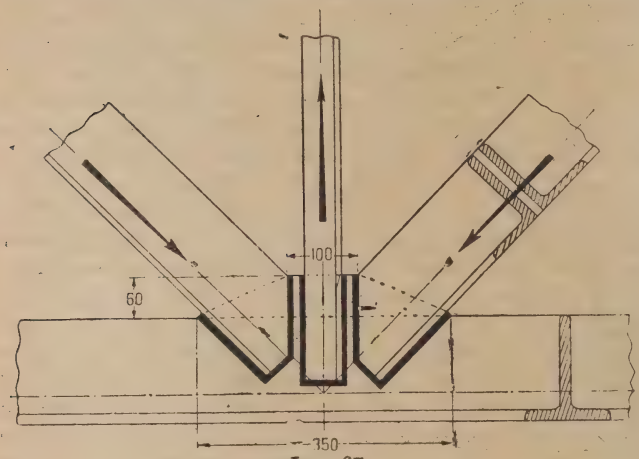


Фиг. 65.

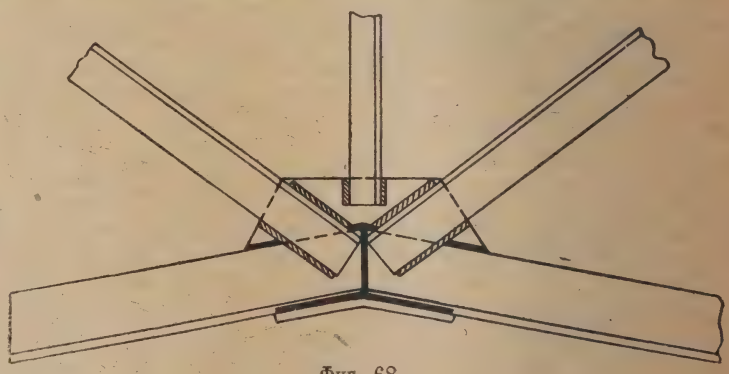


Фиг. 66.

Не менее важным обстоятельством является возможность лучшего размещения элементов в узлах. Так например, применяя в качестве поясов тавровые сечения, можно отдельные элементы приваривать с разных сторон (фиг. 64). То же самое может быть достигнуто и при применении широкополых балок в качестве поясов. На фиг. 65 показан такой узел, в котором стойка из двутавровой балки приварена к внутренней стороне фланцев широкополой балки, а раскосы из швеллеров приварены с внешней стороны. Другая аналогичная конструкция показана на фиг. 48 (см. пример 2). Иной раз приходится прибегнуть к еще более сложным соединениям, как например показанное на фиг. 66. Таких возможностей нет в клепаных конструкциях, если не прибегать к целому ряду промежуточных связей. В тех случаях, когда на самом поясе нет достаточно места для размещения всех элементов узла, приходится прибегать к надставкам. По площади эти надставки значительно меньше косынок, применяемых в клепаных конструкциях. Эти надставки обыкновенно привариваются встык, причем лишь отдельные звенья могут быть приварены только к надставке, а остальные должны перекрывать стыковой шов и иметь непосредственное сварное соединение с поясом, как это показано на фиг. 67. Подобная конструкция одного из важных узлов фермы со стыком в нижнем поясе показана на фиг. 68.



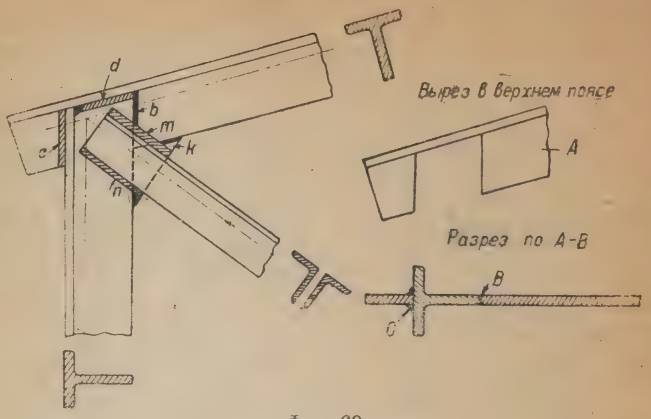
Фиг. 67.



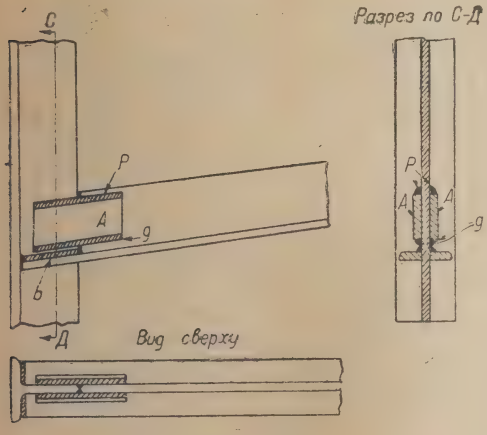
Фиг. 68.

В фермах с боковым светом приходится соединять пояса с вертикальной конечной стойкой, служащей для закрепления оконных рам. Образование этих

узлов довольно сложно, особенно если учесть, что крайние раскосы обыкновенно очень сильно нагружены и требуют применения стержней с большой площадью поперечного сечения. На фиг. 69 показана конструкция узла, в котором сходятся верхний пояс, раскос и крайняя стойка, а на фиг. 70 показано соединение нижнего пояса со стойкой. Все элементы, за исключением раскоса, изготовлены из тавров. В показанном на фиг. 69 узле верхний пояс и стойка сходятся под тупым углом. Вертикальная стенка верхнего пояса вырезана на ширину, равную высоте тавра. Соединение осуществлено при помощи стыкового шва b и двух двойных швов валиком (fillet). Стыковой шов частично перекрывается с обеих сторон раскосом, приваренным швами m и n. Для лучшего размещения швов m и n, а также для увеличения прочности и жесткости узла вварена косынка k заподлицо с вертикальными стенками тавров. Следует отметить, что в данном узле применение стыкового шва даже без перекрытия раскосами не представляло бы опасности, так как этот шов работает на сжатие. Совершенно другое положение в нижнем узле, где сходятся нижний пояс и стойка (фиг. 70).

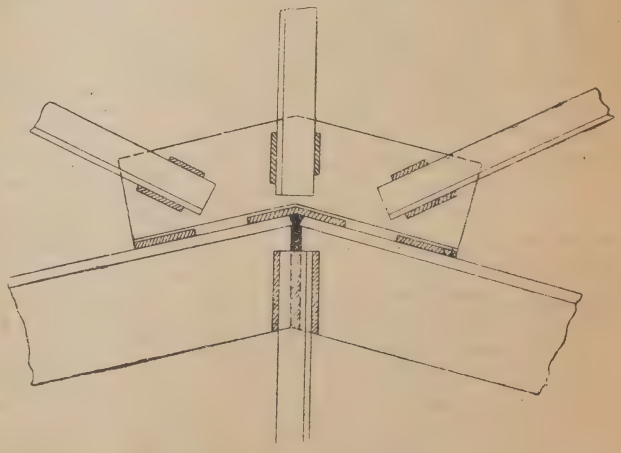


Фиг. 69.



Фиг. 70.

Здесь стыковой шов между таврами работает на растяжение, и потому необходимо действующее усилие воспринять через накладки A и швы p и g, работающие на продольный срез. Ввиду того, что стыковой шов можно выполнить без утолщения, при расчете можно считать, что он воспринимает на себя только 50% нагрузки от вертикальной стенки тавра и вместе с продольными швами несет только 50% от общей нагрузки пояса. Остальные 50% должны нести накладки A и швы p и g. Накладки рассчитываются на растяжение, а швы на продольный срез. Метод расчета приведен выше.

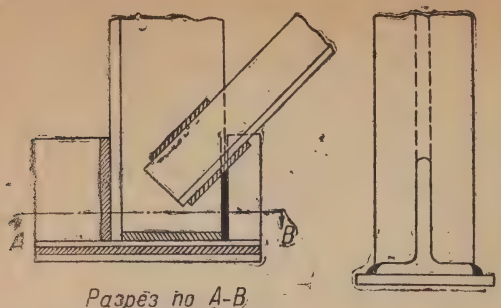


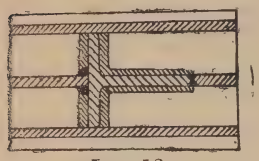
Фиг. 71.

В той же стропильной ферме (пример 8) интересными являются узлы фиг. 71. Тавры соединяются встык, причем как фланцы тавров, так и вертикальные стенки скашиваются перед сваркой: фланцы в виде V, а вертикальные стенки в виде X. Стык перекрывается изогнутым в горячем виде куском тавра, являю-

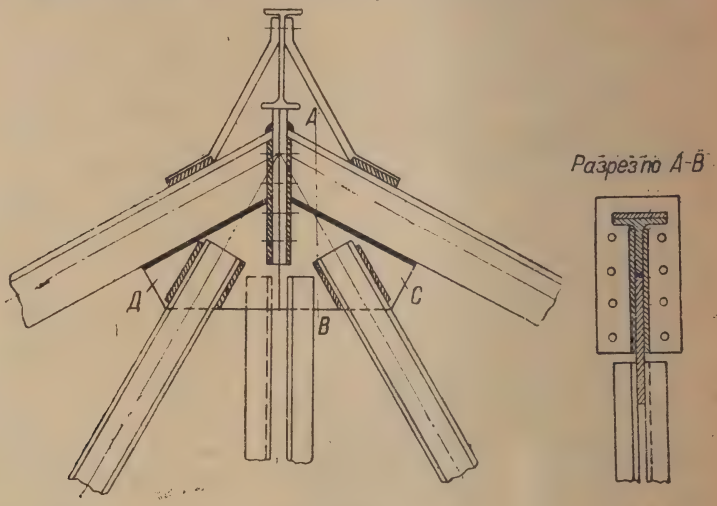
щимся половиной нормальной двутавровой балки № 28. Эта деталь приваривается к поясам фланговыми швами, как это показано на фигуре.

Изображенный на фиг. 72 опорный узел образован из куска тавра такого же сечения, как и вертикальная стойка, с вырезанною частью вертикальной стенки на ширину стойки. Соединение стойки с опорной частью и контрофорсом ясно из чертежа. На фиг. 73 показан узел фермы, сваренной в цехе в виде двух половинок, собранных на месте установки при помощи болтов. Для размещения раскосов приходится прибегать к надстав-

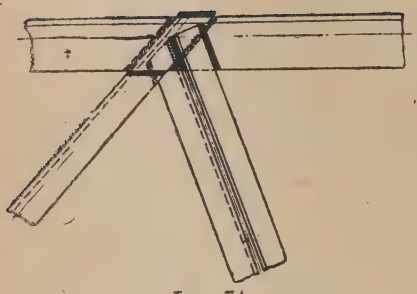




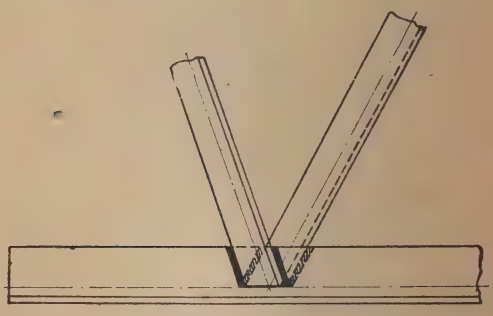
Фиг. 72.



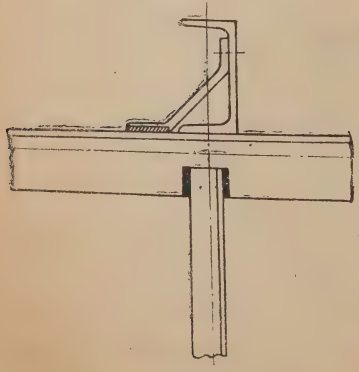
Фиг. 73.



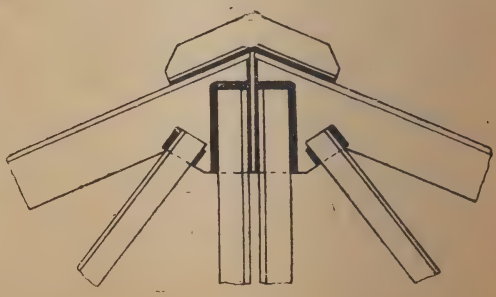
Фиг. 74.



Фиг. 75.



Фиг. 76.

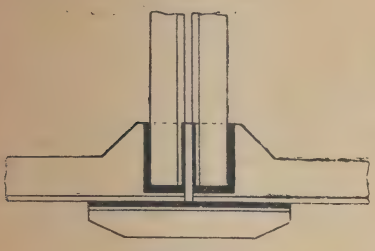


Фиг. 77.

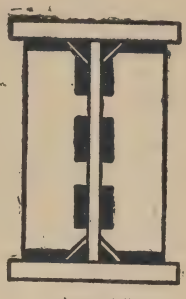
кам *С* и *Д*. Из чертежа также ясен метод укрепления прогонов. На фиг. 74, 75 и 76 представлены другие виды конструктивного выполнения узлов ферм. Упирение поясов в узлах ферм (фиг. 77 и 78) производится соответствующей формой разреза двутавровой балки (фиг. 79). В дальнейшем при описании отдельных сварных зданий будут приведены конструкции наиболее интересных частей и узлов.

3. Составные балки и колонны

Сварные балки имеют преимущественно сечения в виде двутавров, причем сечения могут быть симметричные и несимметричные. В качестве исходного материала для изготовления сварных балок применяется листовой металл. Правильно сконструированные сварные балки не должны содержать ни поясных уголков, ни уголков жесткости: первые заменяются сплошными продольными швами валиком, а вторые полосами жесткости, приваренными по всему периметру прилегания сплошным или прерывистым швом. Полосы жесткости отличаются меньшим сечением металла и тем, что они соединяются с поясами (чего нет в клепаных балках). В углах полосы жесткости срезаются на 15—20 *мм*, чтобы дать место продольному шву, соединяющему вертикальную стенку с поясами фиг. 80. Расстояние между полосами жесткости берется не больше, чем высота вертикальной стенки. Для определения расстояния между полосами жесткости американцы пользуются нижеследующей формулой:

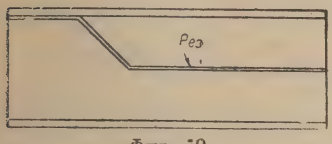


Фиг. 78.

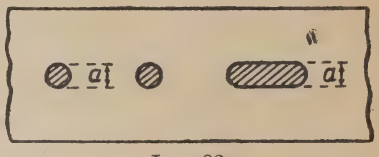


Фиг. 80.

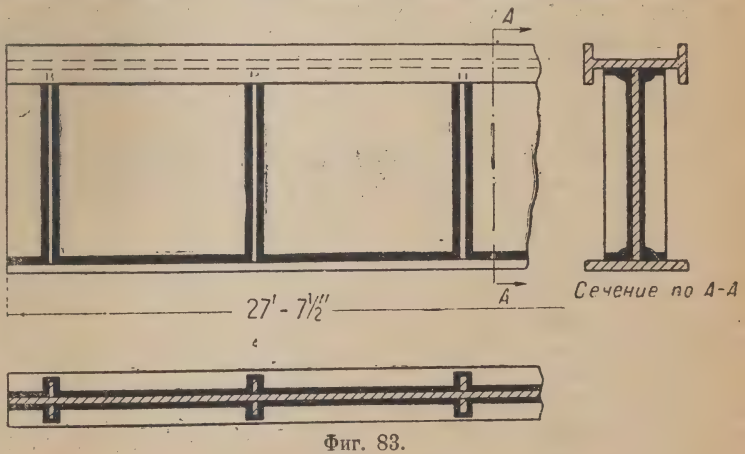
Фиг. 81.



Фиг, 79.



Фиг. 82.

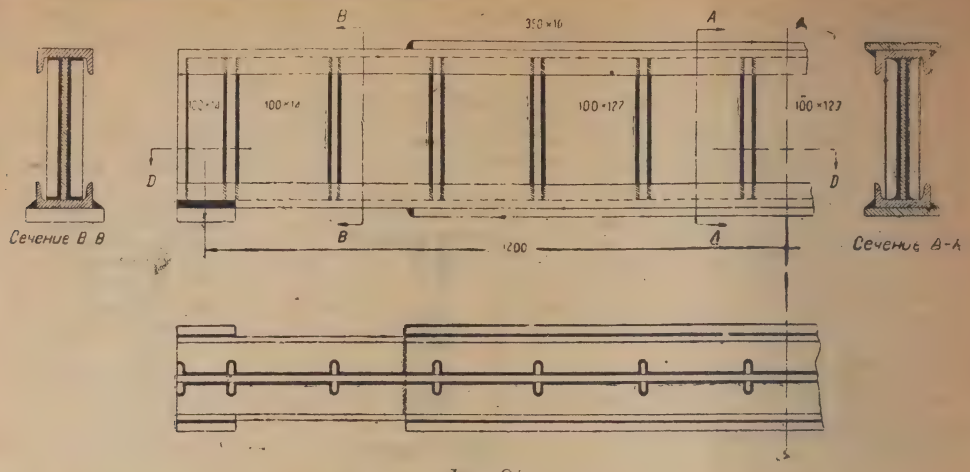


Фиг. 83.

$$d = \frac{t}{40}\left(12\,000 - \frac{V}{A}\right),$$

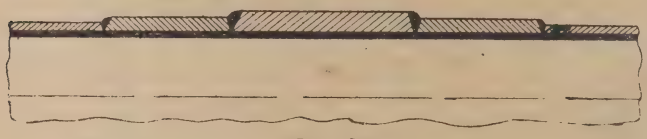
где: d — искомое расстояние в дюймах,
t — толщина вертикальной стенки в дюймах,
V — опорная реакция в английских фунтах,
A — площадь поперечного сечения верхней стенки в квадратных дюймах.

Для изготовления сварных балок пользуются материалом не тоньше 6 *мм*. Если по расчету приходится взять пояс из нескольких листов, то они располагаются уступами, как показано на фиг. 81.



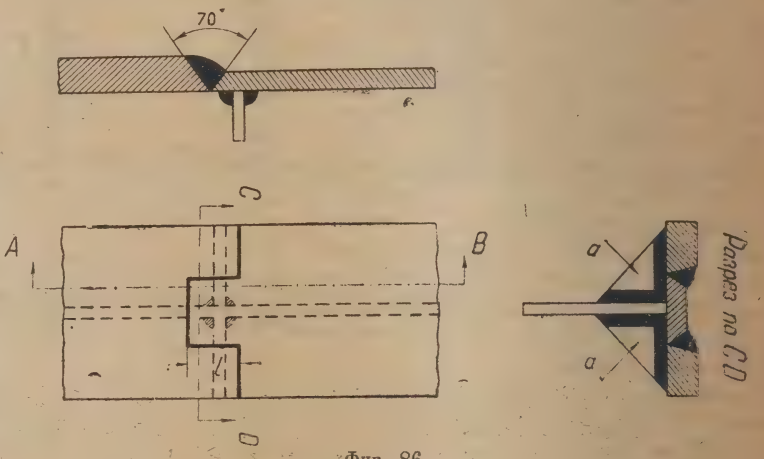
Фиг. 81.

Нижний лист должен иметь меньшее сечение, он проходит по всей длине балки и выбирается так, чтобы обеспечить необходимый момент сопротивления на опоре и на некотором расстоянии от опор. Поясные листы свариваются между собой продольными швами валиком, причем эти швы могут быть сплошными или прерывистыми. Для обеспечения прочности никогда не требуется применять сплошных швов; иногда это делается только для предохранения от проникания воды между соприкасающимися листами.



Фиг. 85.

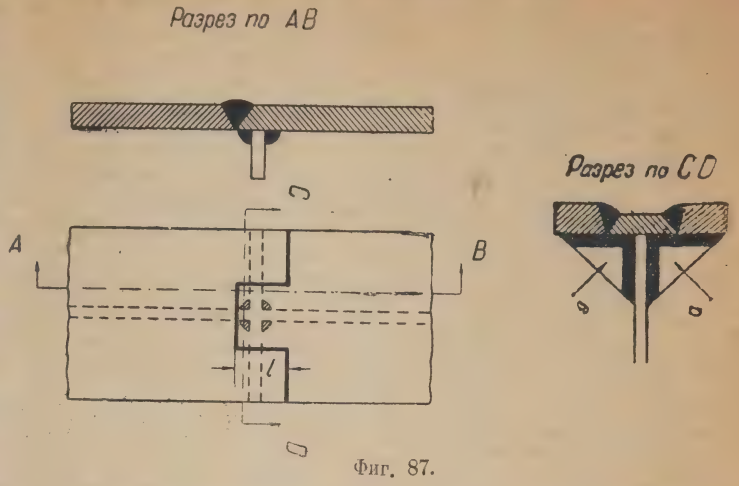
Обыкновенно сплошной шов делают только у краев листа, а потом делают его прерывистым, причем длина самого шва должна быть не меньше 40 *мм*, а расстояние между швами от 10 δ до 20 δ, где δ — толщина привариваемого листа. Если поясные листы широкие, то в сжатом поясе прибегают еще к швам, расположенным посредине пояса. Для этой цели в верхнем поясном листе сверлят отверстия или делают прорези, как показано на фиг. 82 и соединяют листы пробочным швом или швом впрорезь. Диаметр дыр или ширина прорези a должна быть не менее толщины δ привариваемого листа и не более 2 δ. Швы валиком обыкновенно делаются размером $a = 8 \times 8$ *мм* или $a = 10 \times 10$ *мм*. Несимметричные балки обыкновенно применяются для подкрановых путей. В качестве одного из поясов берут нормальные



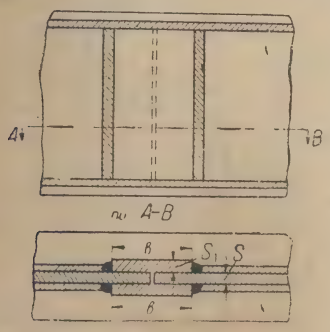
Фиг. 86.

поясные листы, а в качестве другого пояса швеллер или двутавр (фиг. 83), или комбинацию этих профилей с поясным листом (фиг. 84). Имеются и такие конструкции, в которых к краям поясного листа приварены уголки.

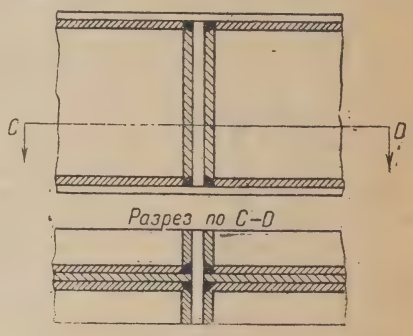
Вместо поясов из нескольких листов для сварных двутавровых балок предложена еще другая конструкция из одного поясного листа, но различной толщины, как это показано на фиг. 85. Эти листы свариваются между собой встык. Эта конструкция очень рациональна с точки зрения использования металла и сведения до минимума длины швов, но зато поперечные стыковые швы очень плохо работают на растяжение и при значительной длине таковых (при большой ширине пояса) от



Фиг. 87.



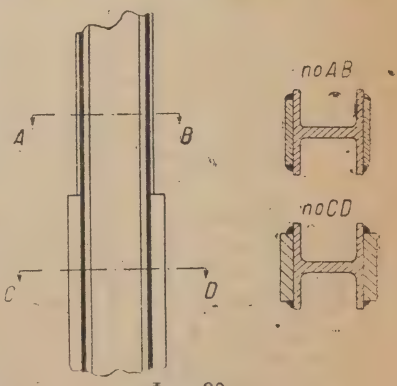
Фиг. 88.



Фиг. 89.

неравномерной усадки металла в швах будут остаточные напряжения, которые могут вместе с рабочими напряжениями превзойти допускаемые пределы и привести к разрушению швов.

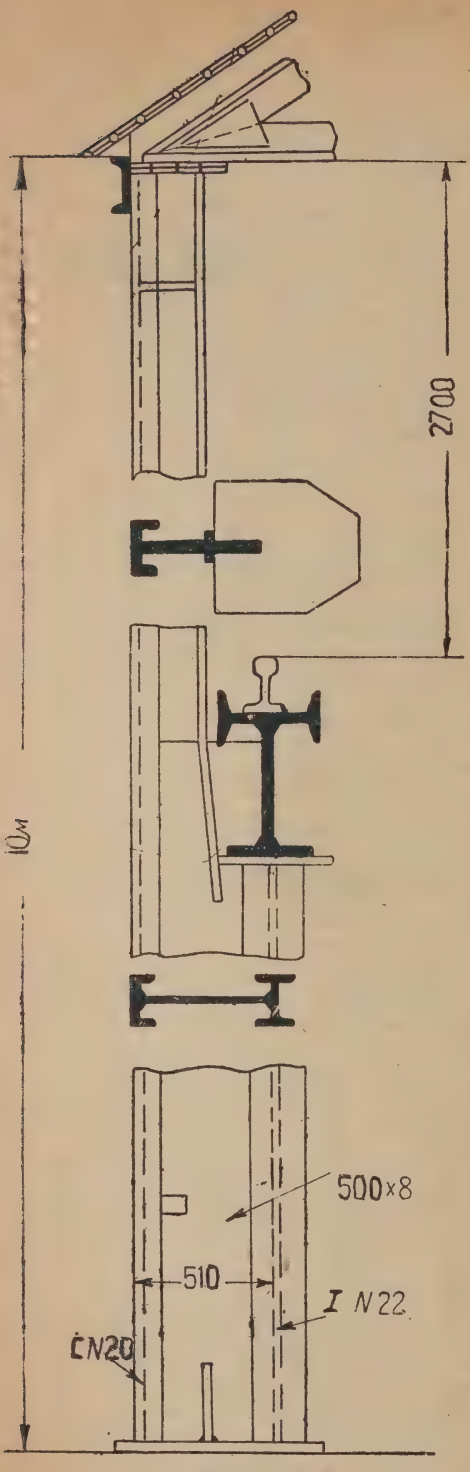
Для устранения недостатков этого соединения можно применить другую конструкцию, которая дает возможность избегнуть применения продольных швов и вместе с тем обеспечивает надежность стыка. На фиг. 86 изображена такая конструкция для соединения поясных листов разной толщины. Вырезы в листах делаются автогенным способом. Равным образом можно применить автогенную резку для скашивания кромок листов. Глубина вырезов берется из расчета, чтобы продольные швы, работающие на срез, восприняли бы 50% действующего в поясе усилия, а остальные 50% воспринимаются поперечными швами. Более короткие поперечные швы дают возможность свести до минимума усадочные напряжения в швах. Для усиления стыка можно поставить еще контрофорсы *а*. Метод выполнения стыка для листов одинаковой толщины показан на фиг. 87.



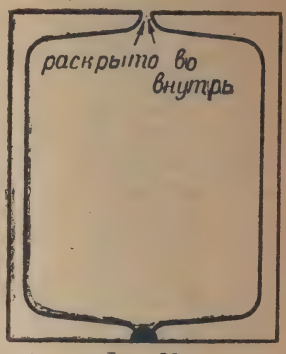
Фиг. 90.

Стык вертикальной стенки должен воспринять действующую в данном сечении поперечную силу. Конструктивно этот стык выполняется либо при помощи

двусторонней накладки по фиг. 88, либо при помощи поперечной вставки по фиг. 89. Последняя конструкция лучше, так как поперечная вставка одновременно приваривается и к поясам и служит для увеличения жесткости балки. Для того чтобы при проваре швов, соединяющих накладки с вертикальной стенкой, не уменьшить значительно сечения металла стенки двусторонним проваром, лучше сделать накладки неодинаковой ширины, т. е. $b_1 = b + 4S_1$. Толщина накладки S_1 рассчитывается по поперечной силе, но обыкновенно берется от 0,7 S до 1S. Толщина поперечной вставки берется равной 2S.

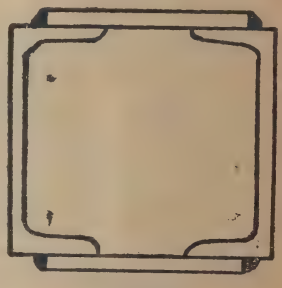


Фиг. 19.

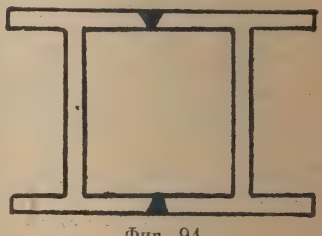


Фиг. 92.

При выполнении последней конструкции необходимо обратить должное внимание на то, чтобы обе половины вертикальной стенки после сварки лежали бы в одной плоскости, т. е. представляли как бы продолжение одна другой.


Фиг. 93.

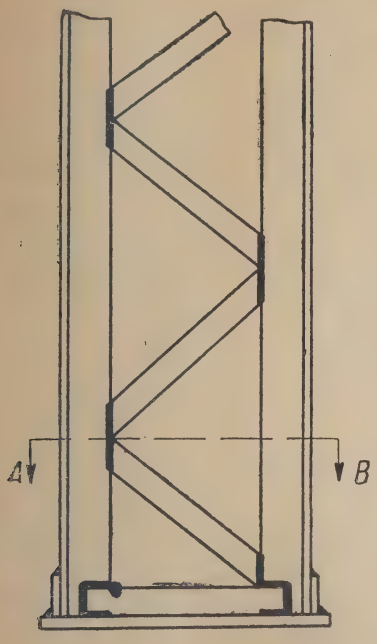
Что касается колонн, то в Америке они изготовляются преимущественно из широкополых двутавровых балок типа Карнеги. В настоящее время там имеются такие тяжелые профили, что не приходится прибегать к составным колоннам. Особенно это заметно в гражданском строительстве, где редко можно встретить сварную колонну. Если требуется иметь колонну различную по сечению, то иной раз прибегают к приварке листов к фланцам балок, причем в нижней части привариваются более толстые листы, а в верхней более тонкие, как показано на фиг. 90. Эта конструкция применяется часто как основной стержень для железобетонных колонн под большую нагрузку.


Фиг. 94.

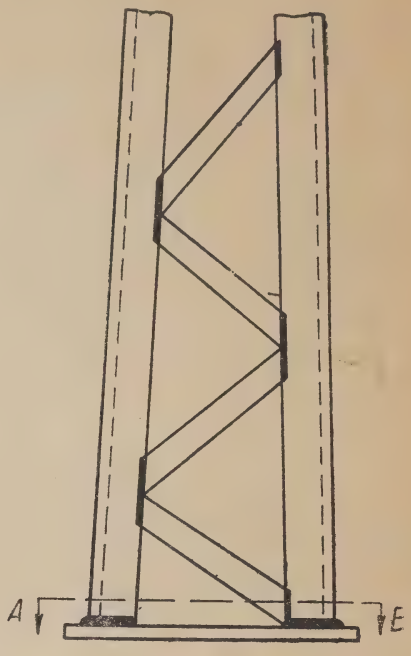
Помимо этого сварка применяется при изготовлении сварных колон для подкрановых путей. Эти колонны имеют двутавровое сечение и изготовляются из листового железа и фасонных профилей. Ввиду того, что нагрузка от кранов в

большинстве случаев передается на колонны эксцентрично, то можно выбрать прокатные профили соответствующего сечения для придачи колонне равномерной прочности на изгиб. Одна такая колонна изображена на фиг. 91.

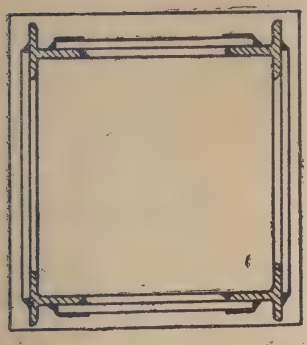
Сварка открывает большие возможности в смысле применения колонн трубчатого сечения, в которых материал используется наиболее рационально. Имеющиеся профили не вполне пригодны для этих целей, но можно конструкцию улучшить, применяя как профильный, так и листовой металл. На фиг. 92 изображено сечение колонны, сваренной из двух швеллеров.



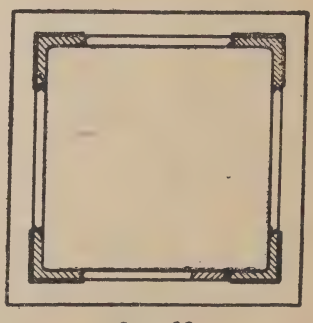
Разрез по А-В



Разрез по А-В



Фиг. 95.



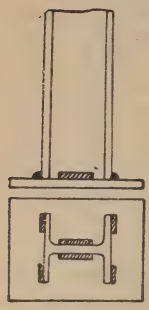
Фиг. 96.

Проварка кромок неудобна, так как закругление фланцев раскрыто внутрь, а не наружу. Для хорошей проварки продольного шва на всю толщину фланца рекомендуется последний по краю срезать, но это дорогостоющая операция. В комбинированном сечении на фланцы накладывается лист и проваривается вдоль колонны (фиг. 93).

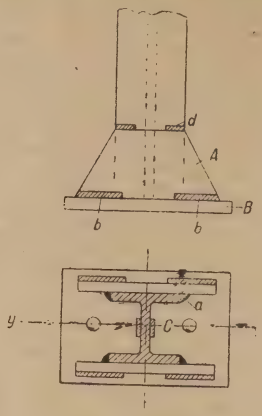
Колонны из двух двутавровых балок типа Карнеги могут быть сварены, как показано на фиг. 94. Подобные сечения имеют то преимущество, что швы длинные и прямолинейные, и потому легко поддаются сварке на автоматах. Что касается решетчатых колонн, то в большинстве случаев конструкция их аналогична клепаной.

Для легких колон, подверженных только действию ветра и нагрузке от собственного веса, применяют в настоящее время и такие конструкции, в которых раскосы привариваются к основным ветвям встык. В таких колоннах (фиг. 95) расчетные напряжения очень высоки, и швы по сравнению с основным металлом нагружены очень мало.

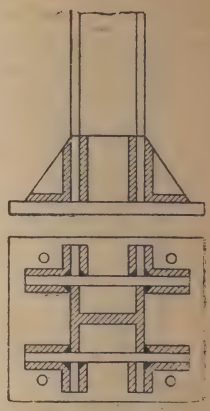
Аналогично можно составить колонну и из уголков фиг. 96. Такие конструкции применяются в семафорных мачтах, антеннах и т. п.



Фиг. 97.



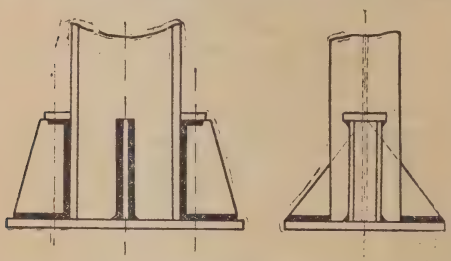
Фиг. 98—99.



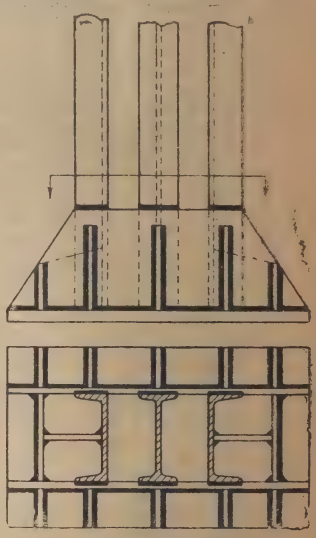
Фиг. 100.

4. Башмаки и опоры у колонн

Конструкция башмаков и опор у колонн зависит от характера сооружения и выбранного сечения колонны. Так же как и при изготовлении других частей металлоконструкций, сварка дает очень широкие возможности в смысле выбора конструктивных форм соединения колонн с опорной частью сооружения. На фиг. 97 представлен простейший случай, а именно когда колонна устанавливается на опорную плиту и приваривается к ней по углам швом валиком. В случае надобности можно наложить швы и вдоль вертикальной стенки колонны. Все будет зависеть от характера действующих на колонну усилий. Болты, скрепляющие колонну с фундаментом, проходят через отверстия в опорной плите. Основным требованием для правильной конструкции является перпендикулярность оси колонны к опорной плите. Приварка опорных плит производится в цехе, а не на месте установки, так что имеется полная возможность варить в наиболее удобных для сварщика условиях. При выполнении этой работы на постройке никаких трудностей не возникает, так как эти швы нижние.



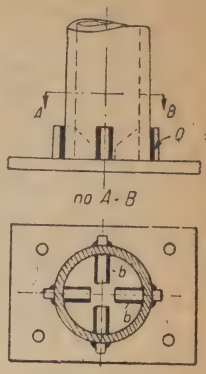
Фиг. 101.



Фиг. 101а.

Другая разновидность конструкции башмака представлена на фиг. 98. Для образования башмака к колонне приварены швами a и b две трапецевидные плиты A. К опорной плите B колонна приварена швами d и c. Такая конструкция рациональна в том случае, когда можно ожидать появления изгибающих моментов в плоскости, параллельной фланцам колонны. Если эти моменты можно

ожидать в плоскости перпендикулярной, т. е. вокруг оси *yy*, то никакого труда не представляет расположить плиты соответственным образом. В этом случае приходится прежде всего наложить швы *c*, а потом только приваривать плиты *A* швами *a*. Если требуется предусмотреть возможность изгиба в двух направлениях, тогда башмаку можно придать форму, представленную на фиг 100 или на фиг. 101 и 101а. В случае применения трубчатых колонн применяются башмаки по фиг. 102.

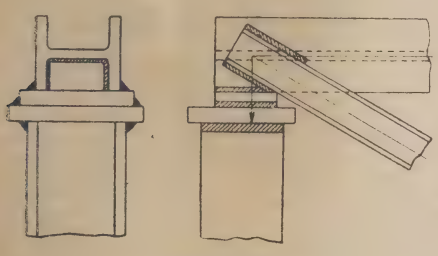


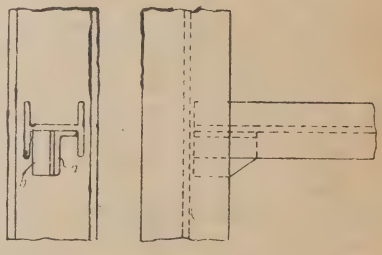
Фиг. 102.

Приведенные разновидности башмаков, конечно, не исчерпывают всех конструкций, нашедших применение в Европе и Америке, но они достаточно типичны для разрешения наиболее часто встречающихся на практике задач. Что касается опор, то следует различать три вида опор: 1) для укрепления стропил, 2) для укрепления балок, 3) для подкрановых путей.

Для укрепления стропильных ферм на торце колонны обыкновенно кладется капитель (верхняя плита), к которой приваривается плита опорного узла фермы. В конструктивном отношении устройство опор на колоннах никаких затруднений не представляет, необходимо только следить за тем, чтобы нагрузка от фермы передавалась бы центрально на колонну. Если приходится укреплять стропильные фермы, у которых оба пояса не пересекаются в опорном узле, то на колонне сверху укрепляется верхний пояс (фиг. 103), а нижний пояс укрепляется на особой опоре сбоку колонны (фиг. 104).

Более сложной является задача правильной конструкции опор для балок. Сварные соединения балок с колоннами следует разбить на две основные группы: 1) соединения стыковые и 2) соединения на опорных кронштейнах. В стыковых соединениях торец балки приваривается встык к фланцу или вертикальной стенке колонны. Вполне понятно, что в этом случае размеры балки по длине должны быть выдержаны точно и торцы должны быть фрезерованы. Этот вид соединения имеет свои положительные и отрицательные стороны.

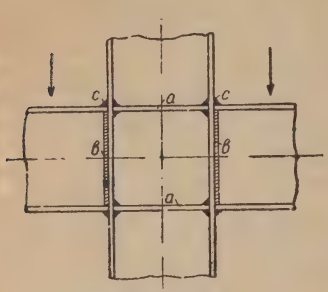

Фиг. 103.


Фиг. 104.

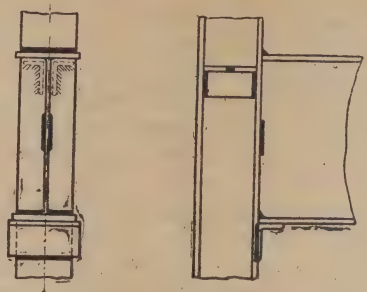
Положительная сторона заключается в том, что при таком соединении балки можно рассматривать как неразрезные, и сечение последних получается меньшим, т. е. получается выигрыш в весе. Однако следует при этом учитывать необходимость самой точной обработки торцов балок и тщательное выполнение сварки. От прогиба балки в соединении получаются участки, подвергнутые растяжению, а продольный верхний шов подвергается изгибу вдоль длинной оси. Несмотря на полученные при испытании таких соединений положительные результаты, на практике стараются их избежать, и во всяком случае, если бы хотели осуществить такое соединение, то необходимо между фланцами колонны вварить планки жесткости *aa* (фиг. 105). Большое количество таких соединений было применено в Америке при постройке пятиэтажного здания в Шароне.

Переходным типом ко второму виду соединений являются конструкции, изображенная на фиг. 106 и 106а. Здесь помимо стыкового соединения балки имеем опорный угольник. Эту конструкцию следует признать неудовлетворительной, так как она не устраняет указанных недостатков первого вида соединений и добавляет только лишний угольник, как некоторую страховку на случай излома стыковых швов.

Наиболее рациональным является применяемый почти повсеместно в Америке вид соединения, изображенный на фиг. 107. Для выполнения этого соединения балки обрезаются по длине в пределах нормальных допусков. Опорные уголки привариваются либо к наружной поверхности фланцев колонны, либо к внутренней. Эта работа выполняется в сварочном цехе. После укладки балок на опоры провариваются швы *аа* и приваривается накладка *А*. Все эти швы нижние и затруднений для сварщиков не представляют. При конструировании таких соединений приходится для выбора размеров опорного угольника учитывать величину реакции опоры, чтобы иметь по бокам привариваемого угольника достаточную длину для наложения фланговых швов. Получаемое напряжение на продольный срез швов должно быть меньше допускаемого. Если, например, длина швов равна $2 \times l$, а размер шва равен a, то при опорной реакции, равной Q *кг*, должно удовлетворяться равенство:

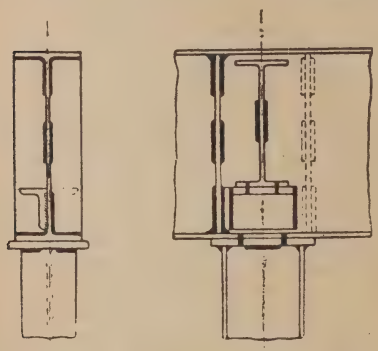


Фиг. 105.

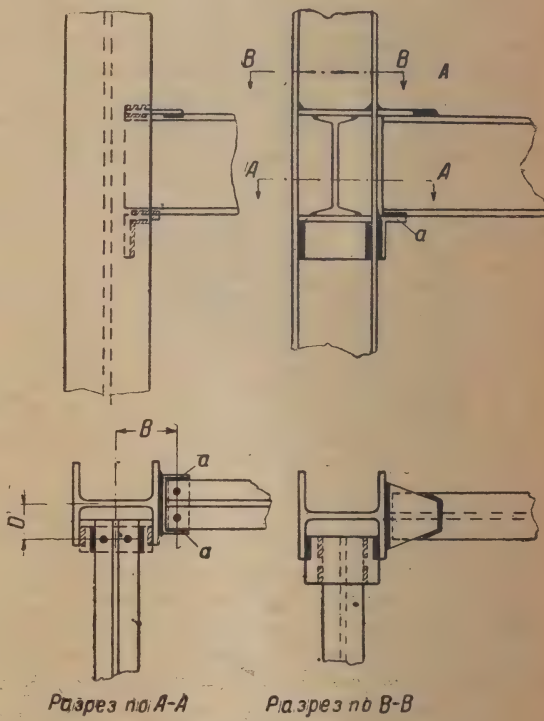

Фиг. 106.

$$2l \cdot 0{,}7a W_s \leqq Q,$$

где W_s — допускаемое напряжение на срез одного *пог. см* шва размером *а см*. Здесь необходимо отметить, что этот метод подсчета только приближенный, хотя и вполне


Фиг. 106а.

оправдавший себя на практике. Однако для правильного конструирования необходимо иметь точное представление о действующих усилиях, так как могут встретиться на практике и более сложные случаи, для которых приближенное решение не даст вполне удовлетворительных результатов.



Фиг. 107.

Этот вопрос был исследован инж. Фогелем (Vogel), предложившим следующий метод точного подсчета.

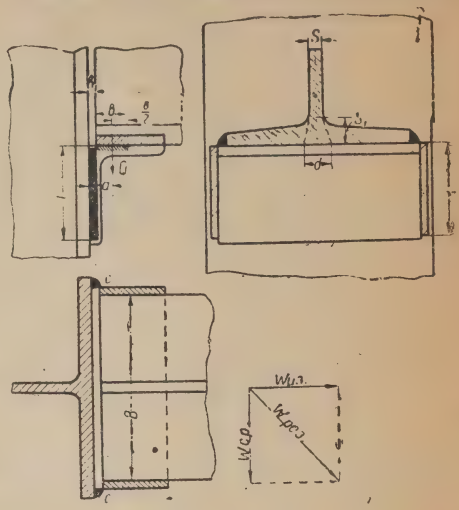
Под влиянием действующих усилий реакция опоры не распределяется равномерно по всей ширине B фланца, так как края его отгибаются кверху и давление фактически распределяется на некоторой ширине d симметрично к оси

балки. Исследования показали, что эта ширина d равна сумме толщины вертикальной стенки балки S и максимальной толщины фланца S_1, т. е. $d = S + S_1$.

Если допускаемое давление на смятие фланца или упорного угольника обозначим через q *кг/см²*, то при опорной реакции в Q *кг* необходимая опорная площадь F будет равна $F = \frac{Q}{q}$ *см²*.

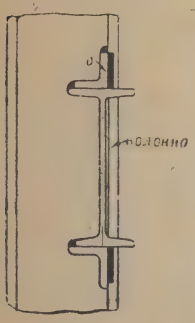
Зная, что по ширине фланца опорное давление передается на ширину d *см*, можем найти длину опорной поверхности b вдоль оси балки из соотношения $F = b \cdot d$; $b = \frac{F}{d}$.

Эта площадка расположена у края балки, так как горизонтальная полка опорного угольника под влиянием нагрузки загибается книзу и давление передается, главным образом, на заштрихованную часть полки угольника (фиг. 108).



Фиг. 108.

Из изложенного ясно, что действующее усилие Q не лежит в плоскости фланговых швов C, а потому последние подвергаются не только срезу силой Q, но и напряжениям от изгибающего момента, равного $M_{из} = Qa$ *кгсм*, где a — плечо момента.



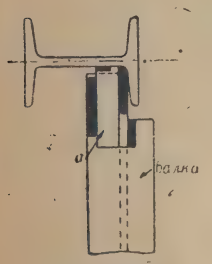
Если зазор между торцом балки обозначим через b_1 (обыкновенно около 10 *мм*), то плечо момента $a = b_1 + \frac{b}{2}$.

Теперь остается только в отдельности найти напряжения от среза и от изгиба на один *пог. см* шва.

При длине фланговых швов, равной l, имеем:

$$W_s = \frac{Q}{2l} \text{ кг см}^3,$$

$$W_b = \frac{M_{из} \cdot 6}{2l^2} \text{ кг см}^2,$$



Фиг. 109.

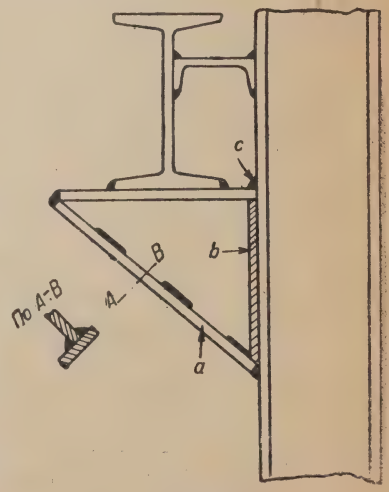
где W_s — напряжение от среза,
W_b — » » изгиба.

Напряжение в швах от действия силы Q и момента $M_{из}$ будет равно

$$W_{\text{равнодейств.}} = \sqrt{W_s^2 + W_b^2}$$

и должно быть меньше или в крайнем случае равно допускаемому напряжению на срез.

Если балка не расположена центрально по отношению к оси колонны, то соединение можно осуществить по фиг. 109.



Фиг. 110.

Опоры для подкрановых путей имеют свои конструктивные особенности, зависящие от характера нагрузки (динамическая) и метода укладки подкрановых балок. Что касается расчета прочности швов, то в этом случае можно применить метод инж. Фогеля и все указания, приведенные выше.

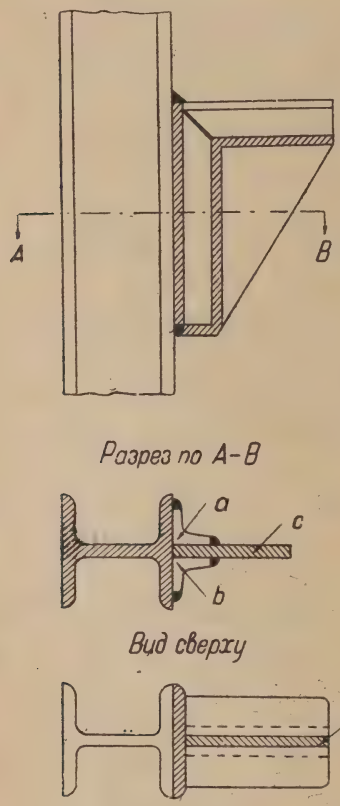
На фиг. 110 приведена конструкция опорного кронштейна из отрезка двутавровой балки, разрезанной по диагонали автогенным методом (фиг. 111). К плоскости среза приваривается полоса a, и полученный кронштейн приваривается

к фланцу колонны швами b и c. На этой же фиг. 110 показан метод укрепления подкрановой балки. На фиг. 112 показана конструкция кронштейна из двух угольников a и b и листа c. Лист продолжен между угольниками и не доходит до верхних кромок последних примерно на 10—15 *мм*. Полученный желобок проваривается швом q, так что лист сварен с каждым из угольников. В остальном конструкция ясна из чертежа.

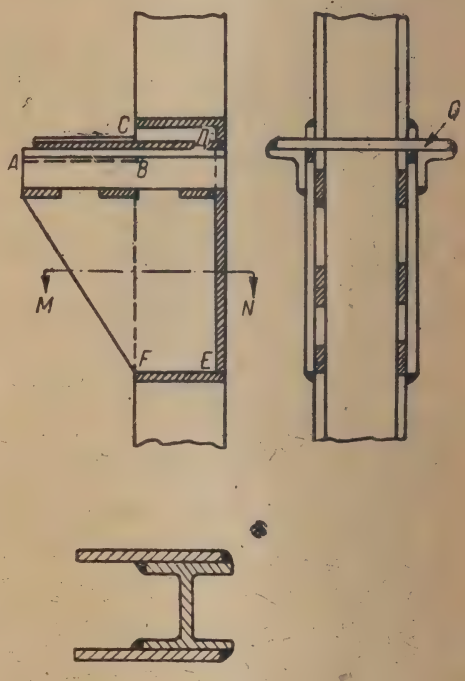
Фиг. 111.

На фиг. 113 показана конструкция для кронштейна, когда подкрановый путь проходит параллельно вертикальной стенке колонны. Этот кронштейн сварен из двух фасонных листов A B C D E F, двух угольников и опорного листа Q. Когда у подкрановой опоры меняется сечение колонны, то может быть применена конструкция, показанная на фиг. 114. Здесь мы одновременно имеем стык колонн, различных по сечению. Конструкция ясна на чертеже.

На фиг. 115 показана конструкция опоры на сварной колонне, состоящей из вертикального листа и двух поясов: двутавровой балки и швеллера. Сама подкрановая балка тоже сварная.



Фиг. 112.



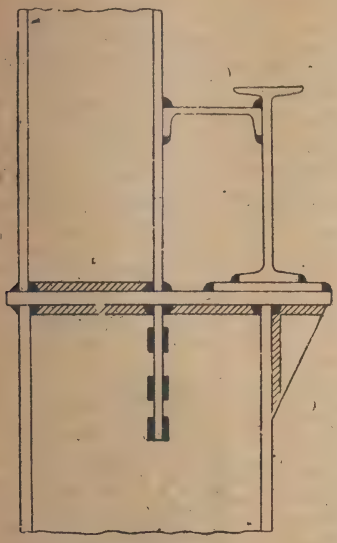
Фиг. 113.

5. Наращивание колонн

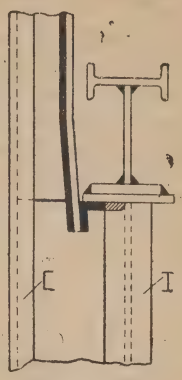
Этот вопрос имеет очень важное значение в строительстве многоэтажных металлических скелетов. В строительной практике СССР он не имеет столь важного значения, но для полноты рассмотрим несколько типовых конструкций.

На фиг. 116 приведены примеры наращивания колонн одинаковых по сечению при помощи вспомогательных накладок. Эти накладки имеют стандартные отверстия на стандартном расстоянии друг от друга. Одна накладка приваривается к одной части колонны, а другая к другой части. После сборки на болтах провариваются боковые накладки сплошным швом. На фиг. 117 и 117а показаны

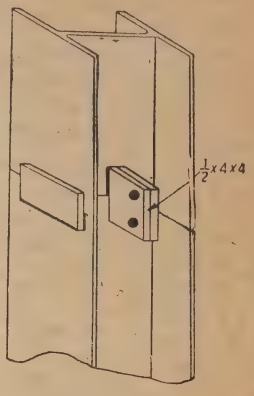
примеры наращивания колонн при помощи накладок, прилегающих к вертикальной стенке или фланцам, и стыковых швов вдоль фланцев или вертикальной стенки колонны. На фиг. 118*a* и *b* показано наращивание колонн другой колонной меньшего сечения при помощи промежуточных плит, сваренных швами *CC*. На фиг. 119 показан методнаращивания колонны при помощи угольников *a* и накладок *b b*. Вид накладокпоказан отдельно на той же фигуре. На фиг. 120 показан метод наращивания колонн при помощи одной промежуточной плиты.



Фиг. 1.4.



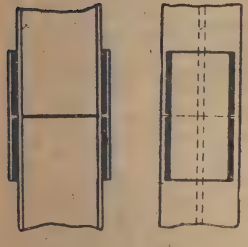
Фиг. 115.



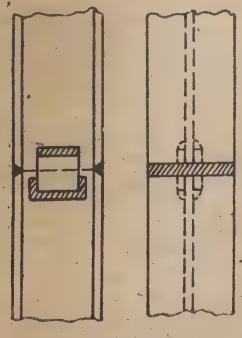
Фиг. 116.

Для правильного центрирования верхней колонны к плите приварены планочки *a a* с зазором, равным толщине вертикальной стенки верхней колонны. Соединение произведено при помощи швов *b* и *c*.

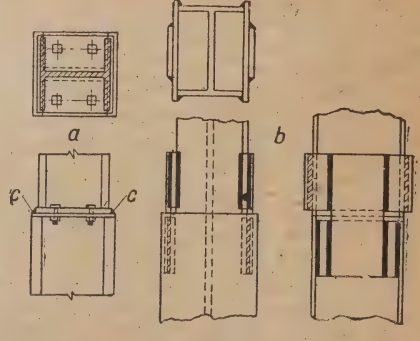
На фиг. 121 показан более сложный случай, а именно соединение балки с колонной и наращивание колонны эксцентрично к первой. Верхняя колонна покоится на двух двутавровых балках, соединенных между собой вставленным между ними швеллером *b*. Этот швеллер приварен к торцам балок *a a* прерывистыми швами *c c*. При помощи фасонной накладки *A* обе балки *a a* соединены



Фиг. 117.



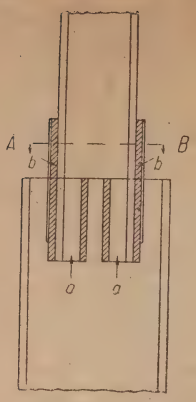
Фиг. 117а.



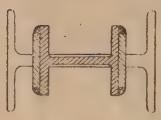
Фиг. 118.

с нижней колонной. На балках *a a* лежит опорная подушка *B*, приваренная к балкам швами *m*. В верхнюю часть колонны вварены угольники *n* с отверстиями для сборочных болтов. Укладка и скрепление поперечных балок ясны из чертежа. Выполнение такого соединения при помощи заклепок представляло бы огромные затруднения, не говоря уже о том, что пришлось бы во всех соединяемых элементах сверлить дыры для заклепок. Заклепочные дыры не только ослабляют сечение соединяемых частей, но усложняют внутризаводский транспорт, так как эти громоздкие балки и колонны необходимо было бы таскать к сверлильным станкам или подводить переносные электросверлилки. Принятый в настоящее время в Америке основной принцип конструирования соединений заключается

в том, чтобы все сборочные отверстия пробивать во вспомогательных планках или уголках, а не в основных деталях. При нормализации отверстий для болтов этот метод дает значительные преимущества и повышает конкурентоспособность сварки при сборке многоэтажных металлических скелетов.

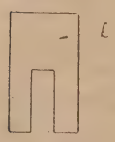


Разрез по A-B



Разрез по C-D

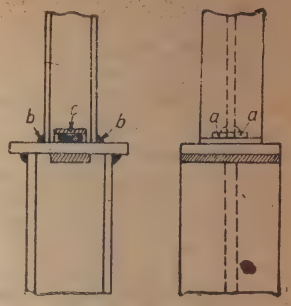
Накладка



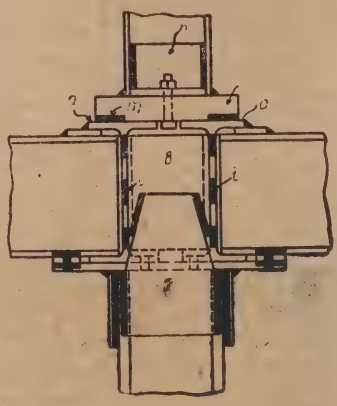
Фиг. 119.

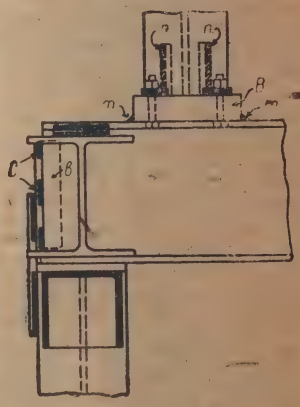
IX. Сварные здания

Применение сварки в строительстве еще весьма органичено почти во всех европейских странах. В Германии насчитывается всего несколько зданий, в которых сварка нашла применение. Все эти здания одноэтажные, и применение сварки ограничилось главным образом

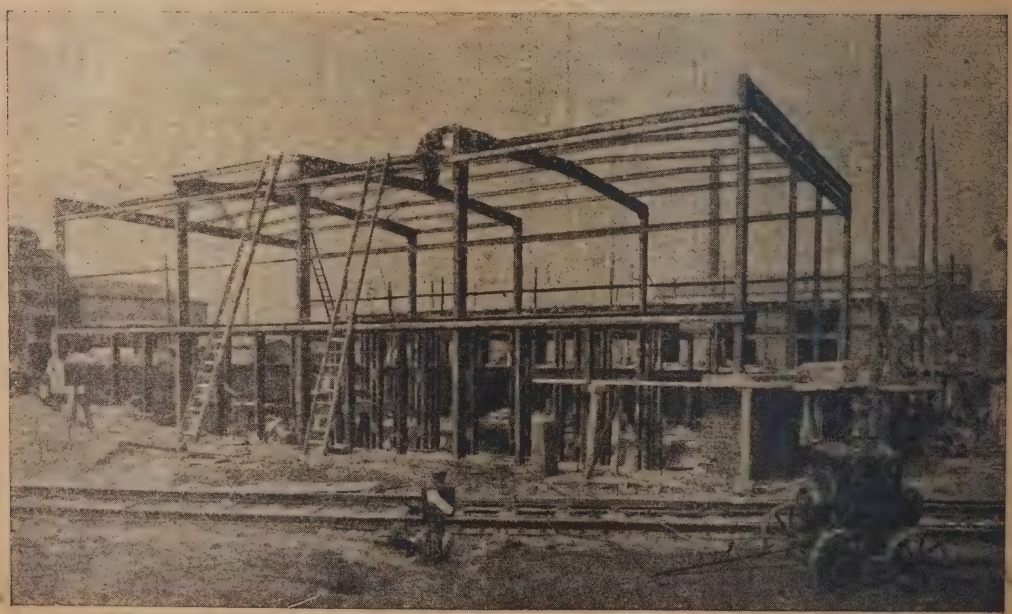


Фиг. 120.





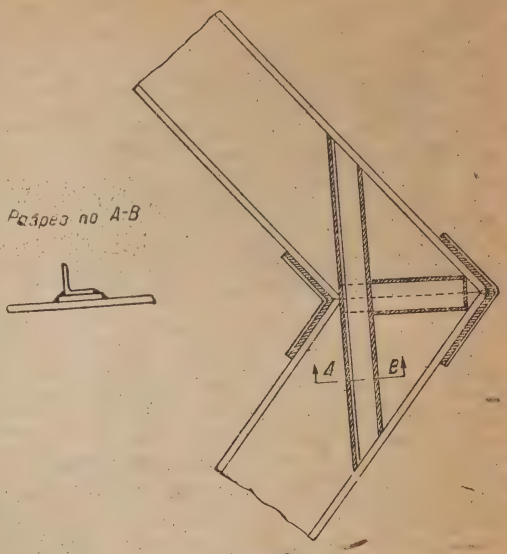
Фиг. 121.



Фиг. 122.

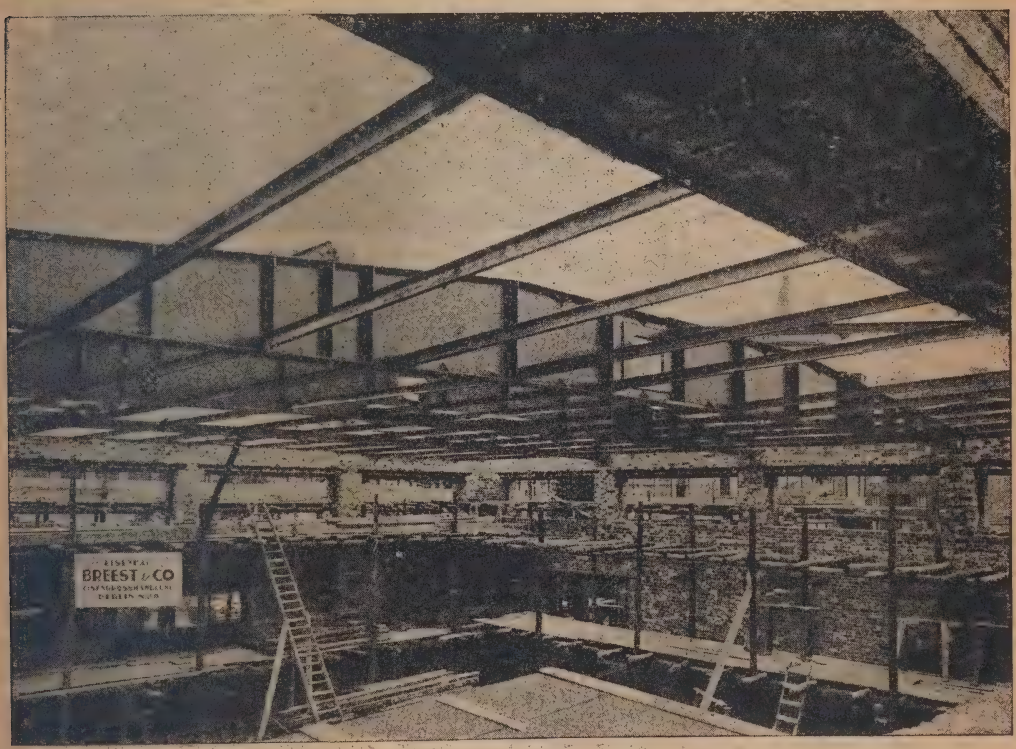
сваркой рамных конструкций, состоящих из двутавровых прокатных колонн и сварных двутавровых балок, поддерживающих кровлю зданий.

На фиг. 122 показана в периоде постройки трансформаторная подстанция на заводах Сименс-Шуккерт в Берлине. Детали рамы показаны на фиг. 123. На фиг. 124 показан приемный зал вокзала Гезундбруннен (Gesundbrunnen) в Берлине.



Фиг. 123.

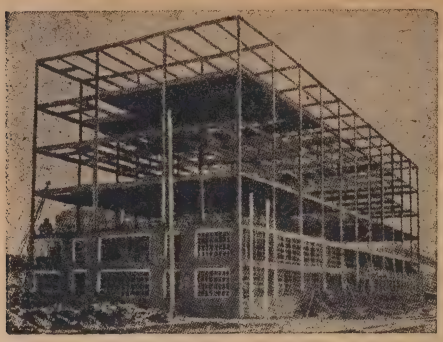
Как видно из этих фигур, основная часть сварки состоит в изготовлении двутавровых сварных балок из листового железа с применением полос жесткости вместо уголков. Такое ограниченное применение сварки в строительстве объясняется тем, что до июля 1930 г. в Германии не было регламента по применению сварки в металлоконструкциях и, помимо того, небывалый промышленный кризис вызвал застой в строительстве, и то, что производи- лось на металлозаводах, старались делать при минимальных затратах. Вполне понятно, что при таких условиях ни одна фирма не имела возможности произвести затраты на новое оборудование для сварки, когда старое оборудование для производства клепаных конструкций стояло без дела.



Фиг. 124.

В Америке положение было аналогичное, но там фирмы, которые были заинтересованы в развитии сварки, путем вложения собственных средств в сварные здания, старались доказать не только техническую пригодность, но и экономическую выгодность нового технологического процесса.

Первым значительным сооружением, изготовленным полностью при помощи сварки, было сварное пятиэтажное здание в Шароне, построенное фирмой Вестингауза. Общий вид этого здания показан на фиг. 125. На постройку этого здания было израсходовано 790 *m* металла. Для такого же здания, построенного при помощи заклепок, потребовалось бы 885 *m* металла, т. е. от применения сварки получилась валовая экономия в 95 *m* или 11%. Для аналогичных стальных скелетов экономия колеблется от 10 до 15% от общего расхода металла.



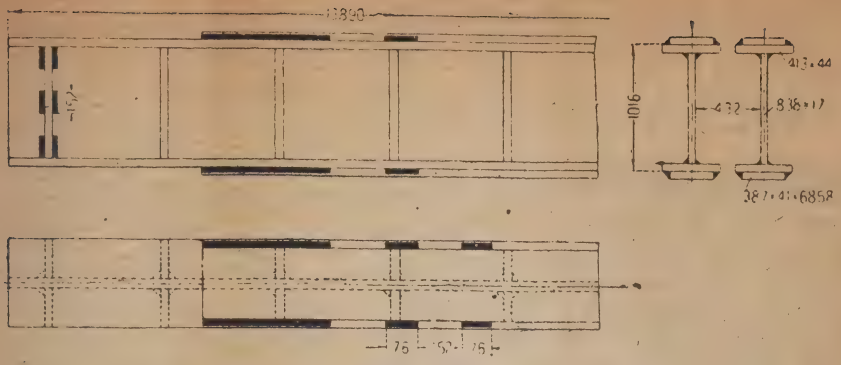
Фиг. 125.

Однако эта цифра экономии ровно ничего не дает, если не проанализировать все основные детали этого сооружения. Ввиду того, что постройка этого здания вызвала целый ряд дискуссий между сторонниками и противниками сварки, то удалось выявить целый ряд весьма интересных данных, которые могут быть использованы при изготовлении сварных сооружений. Так например установлено, что за счет применения стыковых соединений между балками и колоннами и между главными балками и второстепенными (поперечными) можно получить экономию в 5% от общего расхода металла. В сварных двутавровых балках и колоннах можно получить не менее 18—20% экономии от веса таких же клепаных изделий. В связях можно иметь экономию порядка 2% (5% для клепаных конструкций и 3% для сварных) от общего расхода металла. Из этого мы видим, что наибольшая экономия металла лежит в применении сварных деталей зданий (балки, колонны, фермы и т. п.), а потому получаемая экономия от веса всего здания будет зависеть главным, образом, от того, применялся ли для постройки чистый прокат или сварные детали. Что касается конструктивных особенностей этого здания, то как уже было указано выше, в нем очень широко были применены стыковые соединения балок с колоннами и балок между собой. Некоторые типы соединений показаны на фиг. 126 и 127.

Фиг. 126.

Фиг. 127.

Практика, однако, показала, что выигрыш в весе металла не покрывает проигрыша в стоимости работы, а потому в дальнейшем этот метод соединения получил незначительное применение и был заменен конструкцией, показанной на фиг. 107. Что касается сварных двутавровых балок, то конструкция таковых показана на фиг. 128. Так как эти балки должны были воспринять нагрузку от колонн верхних этажей, то они были расположены попарно. Размеры отдельных частей балок показаны на чертеже, а общий вид перекрытия показан на фиг. 129. За исключением швов, соединяющих вертикальную стенку с поясами, все остальные швы прерывистые. Верхние поясные листы с краев (на протяжении около



Фиг. 128.

50 *см*) сваривались сплошным швов, а потом прерывистым длиною 7,5 *см* с таким же расстоянием между швами. В отношении стоимости это здание обошлось дороже клепаного на 3 000—4 000 долларов, т. е. примерно 5 руб. на 1 *т* металла.

Если отбросить излишнюю стоимость, связанную с организацией работ по новому методу (организация школы, подготовка сварщиков и т. п.), то в развернутом виде калькуляция представится в следующем виде:

Фиг. 29.

Таблица 28

Предмет	Сварка на постройке		Сварка в цехе	
	Количество	Стоимость в долларах	Количество	Стоимость в долларах
Электроэнергия	11 170 kWh	223,40	26 4 0 kWh	528,00
Электродов	2 240 *кг*	322,00	5 300 *кг*	936,00
Проработано человеко-часов	2 568 час	3210,00	6 794 час	5 100,00
Сварено швов	2 580 *м*	3755,40	6 100 *м*	6 564,00
Сварено швов в час . . .	1 *м*	—	0,9 *м*	—
Стоимость сварки 1 *пог. м*	—	1,45	—	1,07
Стоимость сварки 1 *т* . .	—	4,75	—	8,30

Общая стоимость сварки всего здания в 790 *т* равна . . . . . 10 319 4 долларов
Стоимость сварки 1 *т* конструкций (средняя) . . . . . 13,05 »
Сварено всего швов . . . . . 3 680 *м*
Сварено швов на 1 *т* конструкций. . . . . 11 »
Израсходовано электродов на 1 *т* конструкций $\frac{2\,240 + 5\,300}{790} = \ldots\ldots$ 9,6 *кг* ∼ 1%
Израсходовано всего электроэнергии . . . . . 37 570 kWh
Израсходовано электроэнергии на 1 *кг* электродов . . . . . 5 kWh.

Этим же обществом было изготовлено сварное здание в Дерри (Derry, Pa). Всего израсходовано было 337 *т* стали. Это здание имеет вид буквы L, и основной корпус занимает площадь 140×45 *м*, а крыло 42×36 *м*. Всего на постройку здания было израсходовано 1 163,5 часа, из которых на сварку —679,5 часа, на подготовку к сварке — 185,5 часов и на вспомогательные работы—398,5 часов, Всего было сварено швов:

1) на постройке 420 *м* размером $a = 6{,}35$ до 8 *мм* и длиною от 12,7 до 100 *мм*
2) в цехе 258 *м* размером $a = 8$ *мм* . . . . . около 125 *мм*
Всего сварено швов (в цехе и на постройке) . . . . . 678 *м*

Сварено *пог. м* шва в час $\frac{678}{579{,}5} = 1{,}175$ *м*

Это чистая производительность сварщика, но если учесть также время на подготовку швов, то получим скорость сварки равной

$$\frac{678}{579{,}5 + 185{,}5} = 0{,}9\ м,$$

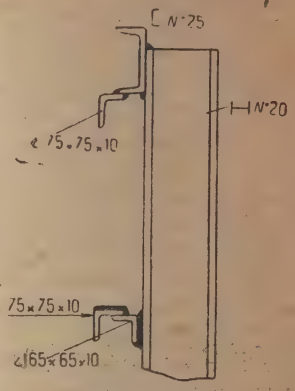
т. е. примерно такая же, как и при сварке здания в Шароне.

Фиг. 130.

Сварено швов на 1 *т* конструкций 2 *м*.

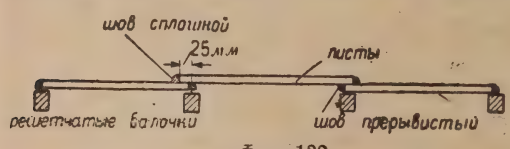
Израсходовано всего электродов 364 *кг*.

Израсходовано электродов на 1 *т* конструкций 1,1 *кг*.

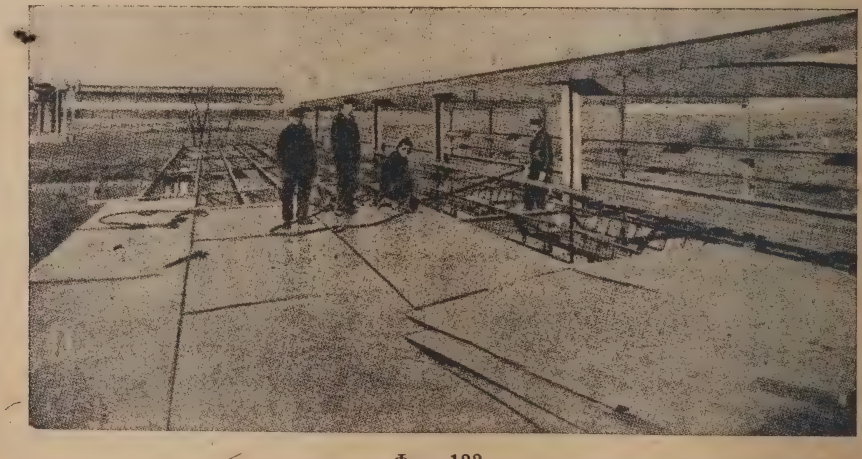


Фиг. 131.

На фиг. 130 представлено здание, построенное для фирмы Юнгстоун Вильдинг К° (Joungstown Welding Company). Это здание по характеру своему напоминает немецкие конструкции. Вернее немецкие здания построены по этому типу. Это здание состоит из двух пролетов, из которых главный имеет в ширину 10 *м*, а боковой 6 *м*. Длина здания 40 *м*. Высота среднего пролета 7 *м*. В среднем пролете предусмотрен мостовой кран тоже целиком сварной. В качестве колонн для данного здания взяты 200 *мм* (8″) балки типа Карнеги, которые установлены на расстоянии 6 *м* друг от друга (по длине здания). Крыша поддерживается в главном пролете сварными двутавровыми балками, покоящимися на кронштейнах, приваренных к колоннам. Вертикальная стенка этих балок изготовлена из листового железа толщиной 10 *мм*, а пояса из железа толщиной 12,7 *мм*. Полосы жесткости изготовлены из железа с размерами 12,5×65 *мм* и с каждой стороны стенки поставлены 4



Фиг. 132.



Фиг. 133.

полосы жесткости. Ширина поясов 200 *мм*. Кронштейны для поддержания балок изготовлены из уголков 150×150×125 и приварены к колоннам на длине 225 *мм*. Для бокового пролета взяты прокатные балки № 30. Для укрепления оконных рам в выступающей части среднего пролета применена конструкция, показанная на

фиг. 131. Крыша изготовлена из листового железа толщиной 2,5 *мм*. На главные балки укладываются вдоль здания решетчатые балочки (обрешотка) а к ним привариваются листы, как показано на фиг. 132. Все швы сплошные, водонепроницаемые.

Перекрытие листов равно 25 *мм*. Сварка крыши показана на фиг. 133.

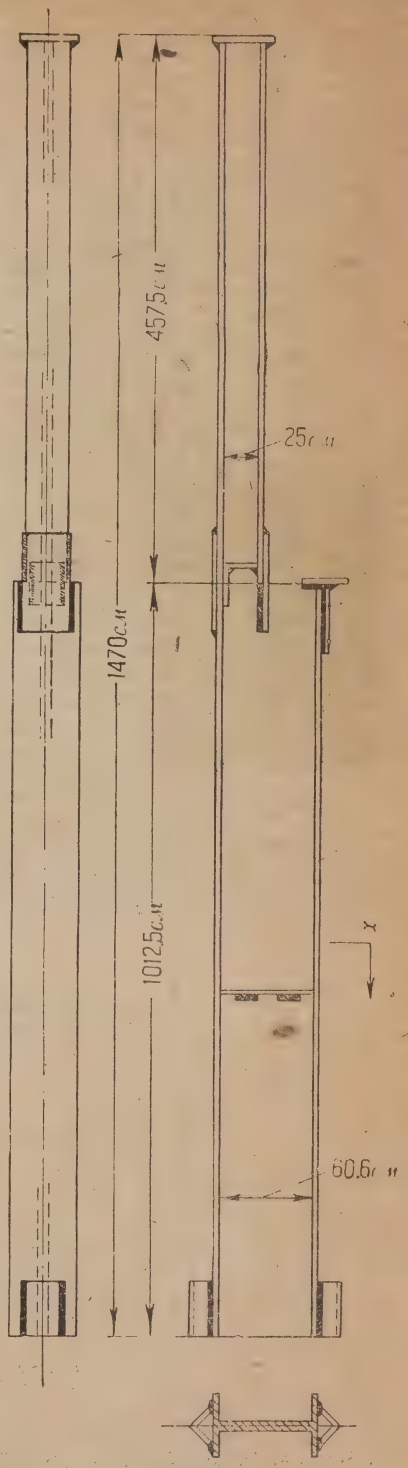
Одним из наиболее интересных сварных зданий является заводский корпус, построенный фирмой Дженераль Электрик в Филадельфии на своем аппаратном заводе. Это здание состоит из: 1) фасадного корпуса с размерами 24 × 50 *м* и высотою до нижнего пояса ферм 13 *м*, 2) бокового крыла 18 × 140 *м*, высотою 10 *м* и 3) другого бокового крыла 24 × 140 *м*, тоже высотою 10 *м*. Общая площадь здания 7 080 *мм*. На постройку всего здания было израсходовано 989 *т* стали. По подсчетам на постройку такого же клепаного здания надо было израсходовать на 15% больше металла.

Из всего тоннажа 785 *т* металла прошли через сварочный цех фирмы Американ Бридж Ко (American Bridge Company) в Трентоне, которая производила постройку этого здания. На работе по сварке отдельных деталей металлоконструкций было занято 5 сварщиков, а на сборке на месте постройки 2 сварщика. Для сварки пользовались однопостными мотор-генераторами на 200 *А*. Сварка производилась исключительно постоянным током и голыми электродами.

Постройка этого здания длилась около двух месяцев.

В конструктивном отношении наибольший интерес представляют фермы для перекрытия основного корпуса (фасада) и двух крыльев, так как сварных двутавровых балок в этом здании не имеется, а колонны изготовлены из балок типа Карнеги. Фермы изготовлены из швеллеров, нормальных двутавровых балок и балок типа Карнеги. В качестве поясов взяты балки типа Карнеги и поставлены фланцами вертикально. Это положение создает не только благоприятные условия для приварки раскосов и стоек, но дает поясам большую жесткость в боковом направлении, а потому уменьшается количество и размеры ветровых связей. В качестве раскосов взяты швеллера, а в качестве стоек нормальные двутавровые балки.

Что касается колонн, то до уровня подкрановых путей они имеют одно сечение, а выше другое сечение (меньшее). Конструкция стыка, а также опоры для подкранового пути показаны на фиг. 134. Сверху колонны опора образована приваркой капители из плиты толщиной 35 *мм* ($1^1/_2$″), а соединение колонны с бетонным фундаментом произведено весьма остроумной конструкцией, показанной на фиг. 135. К фланцам колонны приварены с обеих сторон



Фиг. 134.

два уголка с размерами 125 × 125 × 10 *мм* и длиною 300 *мм*. Через треугольное отверстие между уголками и фланцами проходят фундаментные болты. Поверх

угольника положена шайба, на которую упирается гайка болта. Опорная плита к колонне не приварена. Что касается экономии, полученной в сварных фермах, то по подсчетам Американ Бридж К° соотношение между весом сварных ферм и таких же клепаных, следующее:

Таблица 29

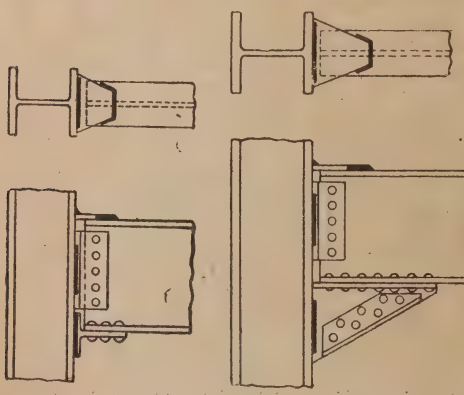
Предмет	Вес клепаной *кг*	Вес сварной *кг*	Экономия	
			кг	%
Ферма пролетом 24 *м* .	6 000	4 160	1 840	31
Ферма « 18 *м* .	3 100	2 270	830	26,8

Большая экономия объясняется уменьшением сечения растянутых стержней и отсутствием косынок. Для сварки фермы пролетом 24 *м* потребовалось положить всего около 17 *м* шва. Считая, что сварщик делает в час примерно 1 *м* шва 10×10 *мм*, получим, что ферма весом в 4 160 *м* может быть сварена в 17 часов.

Фиг. 135.

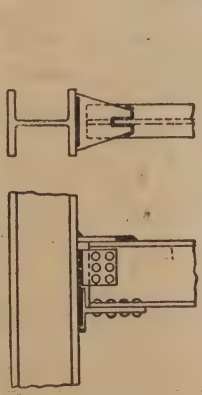
Эти данные чрезвычайно интересны для сравнения с фермами аналогичного веса, изготовленными из нормально прокатываемых в СССР профилей. Выше уже было отмечено, что одна экономия в металле в Америке не является стимулирующим фактором для применения сварки в строительстве. Вопрос о шуме, производимом при клепке здания, имеет при американских условиях большое значение. Этим объясняется то обстоятельство, что за последние два года в Америке стали строить дома на комбинированных соединениях, т. е. все то, что заготовляется на заводе, изготовляется при помощи заклепок, а на месте постройки весь монтаж делается при помощи сварки.

Одно такое здание было построено в Нористаупе. Размеры здания 18×60 *м* и высотой 28 *м*. Всего израсходовано стали 807 *т*. Для монтажа всех соединений на месте постройки сварено было около 550 *м* шва валиком размером 10×10 *мм*.

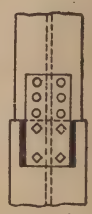


Фиг. 136.

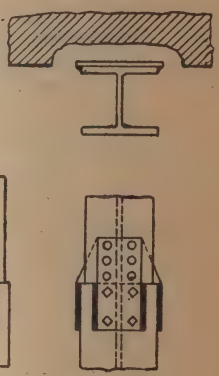
Фиг. 137.



Фиг. 138.



Фиг. 139.



Фиг. 140.

На каждую тонну стали приходится 0,68 *м* швов. Производительность сварщика в час была равна в среднем около 1,2 *м*. Всего работало по сварке здания 2 сварщика и закончили они работу в 30 рабочих дней.

Тем же методом было построено другое здание в Бостоне для Эдисоновской Компании. Как на основу для применения сварки при монтаже здания Компания указывает: 1) отсутствие шума при производстве работ, 2) меньше несчастных

случаев от падающих вниз болтов и заклепок, 3) меньшая опасность в пожарном отношении, так как не приходится иметь дело с горнами для нагрева заклепок, 4) меньший вес ветровых связей.

Всего на это 14-этажное здание площадью 18 × 33 *м* было израсходовано 1 314 *т* стали, из которых 1 050 *т* были сварены на месте постройки. Так как высота здания более чем в три раза превосходит его ширину, было обращено особое внимание на соединения между балками и колоннами, чтобы они были достаточно прочны для воспринятия напряжений от ветра. Различные конструкции этих соединений показаны на фиг. 136—137. В тех случаях, когда усилия в соединениях невелики, последние были осуществлены, как показано на фиг. 136. Когда же соединения были подвержены большим усилиям (в основных колоннах), то балка укреплялась на специальном кронштейне из отрезка двутавровой балки, усиленной с краю для жесткости двумя уголками (фиг. 137). Когда колонна соединялась с двутавровой балкой нормального типа, т. е. с узкими фланцами, то нехватало места для обварки верхней соединительной планки и тогда применялась конструкция, показанная на фиг. 138. Наращивание колонн производилось, как показано на фиг. 139 и 140. Последняя конструкция применялась для колонн, прилегающих к существующей стене, где нет доступа для сварки с обеих сторон колонны. В табл. 29 приведены интересные данные по сварке этого здания:

Фиг. 141.

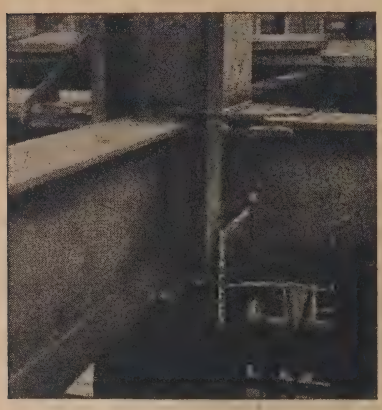
Таблица 30

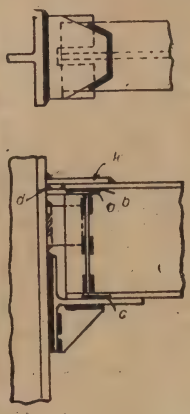
Предмет	Количество
Израсходовано электродов ∅ 4 *мм*	680 *кг*
» » 5 *мм*	500 »
Наплавлено металла	950 »
Расход электроэнергии	6 120 kWh
Расплавлено металла на 1 kWh	0,155 *кг*
Сварено всего швов (10 × 10 *мм*; 12,5 × 12,5 и 15 × 15 *мм*)	1 540 *м*
Израсходовано электродов на 1 *м* шва	0,76 *кг*
Сварено всего стали	1 050 *т*
Затрачено времени на сварку	1 205,5 час
Производительность сварщика в час	1,28 *м*

Примечание: Наплавлено металла — это значит, сколько весит металл, фактически наложенный в швах. По подсчетам в среднем на угар и разбрызгивание ушло 20% от веса электродов. Большинство швов было 10 × 10 *мм*.

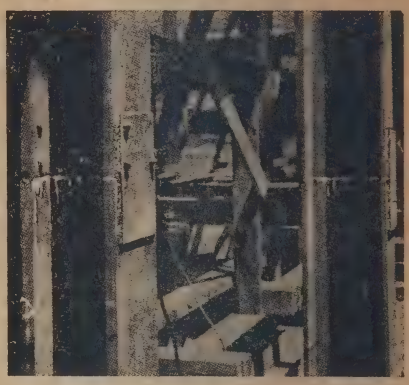
Сварка производилась постоянным током. Сила тока в среднем 175 А Напряжение 20 V. Работало 4 сварщика. Машины все были установлены на первом этаже и не передвигались за все время работы.

Одним из наиболее крупных зданий, построенных в 1930 г. при помощи сварки, является 19-этажное здание Далласской электрической К° (Dallas Power Light C°) в Далласе (Dallas, Techas). Это здание было начато постройкой 18 июля 1930 г. и закончено 3 сентября того же года. На постройку израсходовано было около 1 300 *т* металла. Общий вид стального скелета представлен на фиг. 141. Высота здания над уровнем улицы 75 *м*. Площадь, занимаемая зданием, 30×30 *м*.



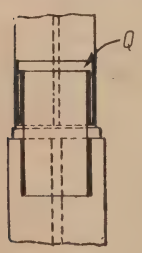


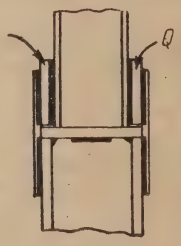
Фиг. 142.



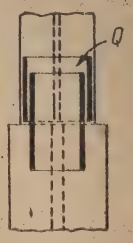
Фиг. 143.

Все соединения в этом здании сварные. Сварку производили 5 сварщикоз, работая на машинах постоянного тока силою до 200 А. Электроды применялись голые, диаметром 4 *мм* и 5 *мм*. Швы были, главным образом, размером 10×10, но в некоторых местах применялись также швы 12,5×12,5 *мм*. Все соединения были так сконструированы, что не приходилось сваривать над головой. Типовое соединение балок с колонной показано на фиг. 142. Нижняя планка *a* имеет прорез для вертикальной стенки балки и приваривается к ней в цеху двумя фланговыми швами *b*. Опора для балки изготовлена из куска двутавровой балки, причем фланцами этот отрезок приварен к колонне в цеху. Уложив балку на опору, приваривают швы *c*, соединяющие балку с опорой, и шов *d*, соединяющий планку *a* с колонной. Так как один шов *d* не может обеспечить прочного соединения в верхней части балки, то наложена сверху еще вторая планка *k*, которая приваривается при монтаже к балке и к колонне. Соединение колонн показано на фиг. 143.





Фиг. 144а.

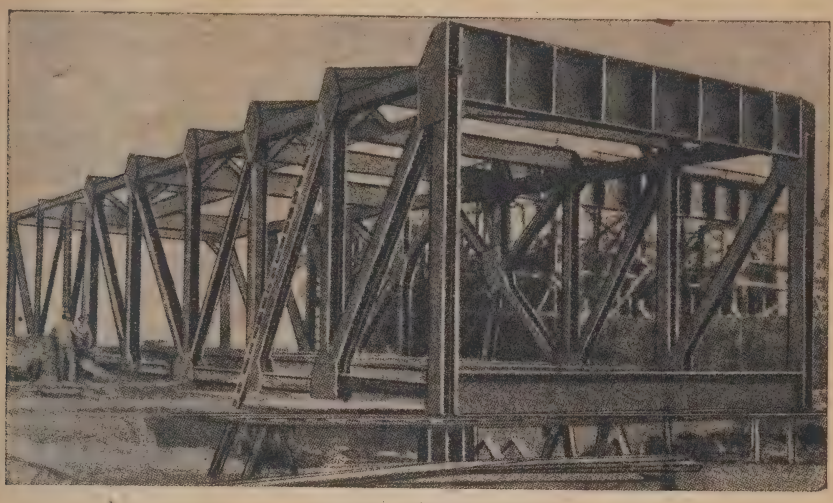


Фиг. 144б.

Показанные болты применяются только для сборки, а потом удаляются. Если размеры колонн не одинаковые, то применяются дополнительные планки *Q* для выравнивания высоты сечения балки фиг. 144.

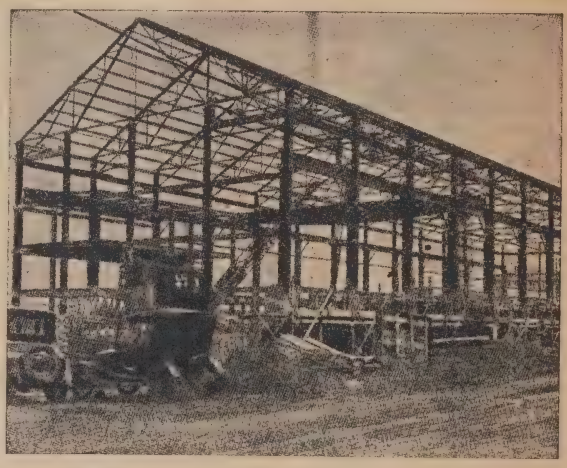
Чрезвычайно интересная сварная конструкция была применена при постройке мавзолея Глендале (glendale) в Калифорнии. При постройке этого мавзолея необходимо было возвести высокое сооружение над существующим зданием с тем условием, чтобы нагрузка не передавалась на это здание. Для этой цели были построены над зданием тяжелые решетчатые фермы типа мостовых. Одна из таких ферм изображена на фиг. 145. Эта ферма имеет в длину около 30 *м* и в вышину 5,5 *м*. Наибольшее действующее в поясе усилие равно 500 000 *кг*.

Это наибольшее усилие, которое когда-либо передавалось на сварное соединение не только в зданиях, но и мостах. Для того чтобы сконструировать это соединение, пришлось прибегнуть к очень толстым накладкам (фасонкам) и швам впорезь. Вообще говоря, эта конструкция очень похожа на сварной железнодорожный мост в Чиокопи Фоллс (Chiocople Falls), описываемый ниже. Опыт по постройке моста был полностью использован при постройке этой грандиозной



Фиг. 145.

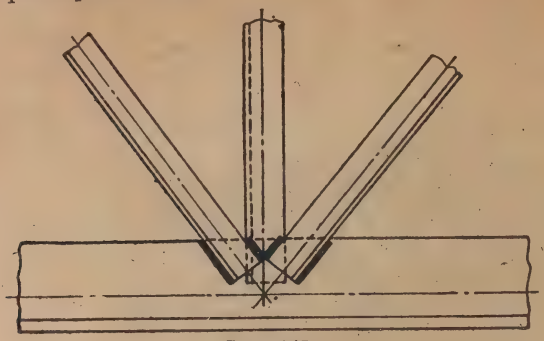
фермы, весящей 60 *т*. Только применение швов впорезь дало возможность рационально сконструировать узлы. Применение заклепок потребовало бы значительно больших накладок, так как швы впорезь способны передать большее усилие на меньшем протяжении по сравнению с заклепками. По данным американской практики одна односрезная заклепка диаметром 22 *мм* может передать усилие, равное 3 680 *кг*. При шахматной расстановке заклепок на каждую заклепку приходится около 40 $см^2$ площади накладки, или каждый $см^2$ накладки может передать усилие, равное 92 *кг*. Исходя из приведенных выше допускаемых напряжений на срез швов, найдем, что при применении швов в прорезь каждый $см^2$ накладки может передать не менее 140 *кг*, т. е. на 60% больше, а следовательно, необходимая площадь накладок будет в 1,6 раза меньше. Полученная экономия в весе фермы равна 15% от клепаной конструкции.



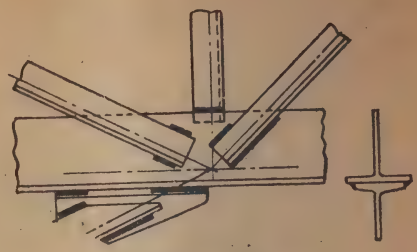
Фиг. 146.

Во всех описанных сооружениях применялась для сварных соединений исключительно дуговая электросварка. До 1929 г. ни одно сварное здание не было сооружено при помощи газовой сварки. Весной 1929 г. американская фирма Юнион Карбайд энд Карбон Корпорейшон предприняла постройку на Ниагарском водопаде одноэтажного здания при помощи газовой сварки. Общий вид его показан на фиг. 146. Размеры здания 78 × 22,5 *м* при высоте в 18 *м*. Всего израсходовано было на постройку 300 *т* стали, причем экономия в весе по сравнению с клепаной конструкцией равна 10%. Конструкция главнейших узлов фермы показана на фиг. 147 — 152. Как видно из чертежей, ничем осо-

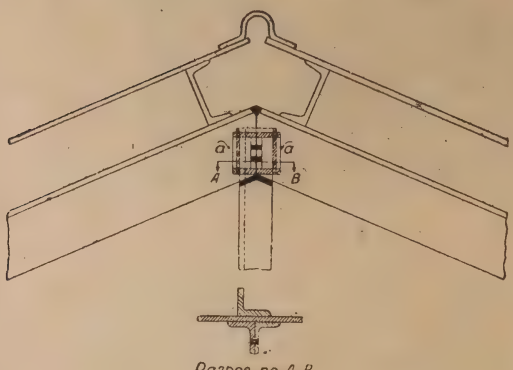
бенным эти конструкции не отличаются от принятых при сварке зданий дуговой электросваркой. Допускаемые напряжения на срез взяты те же, что и для электросварных швов.



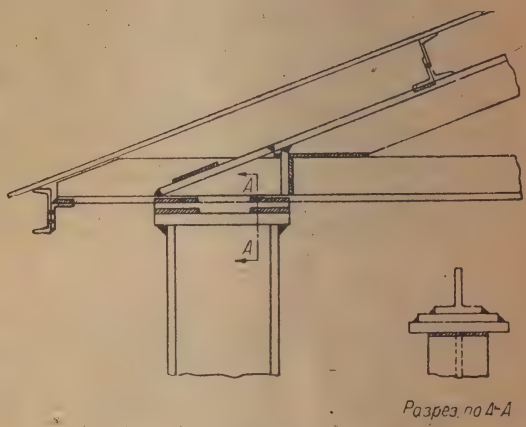
Фиг. 147.



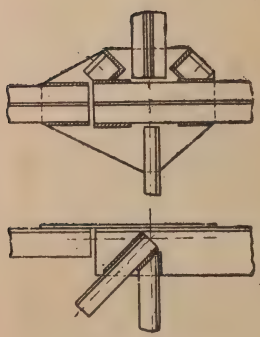
Фиг. 148.



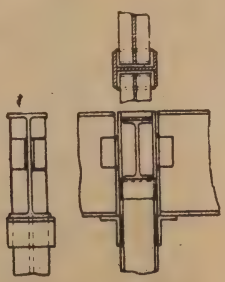
Фиг. 149.



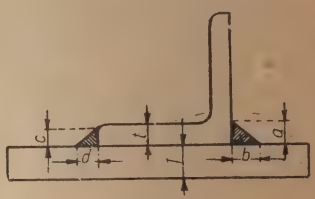
Фиг. 150.



Фиг. 151.



Фиг. 152.



Фиг. 153.

В отношении размеров швов для соединения деталей различной толщины установлены следующие наиболее рациональные размеры (см. фиг. 153 и табл. 31).

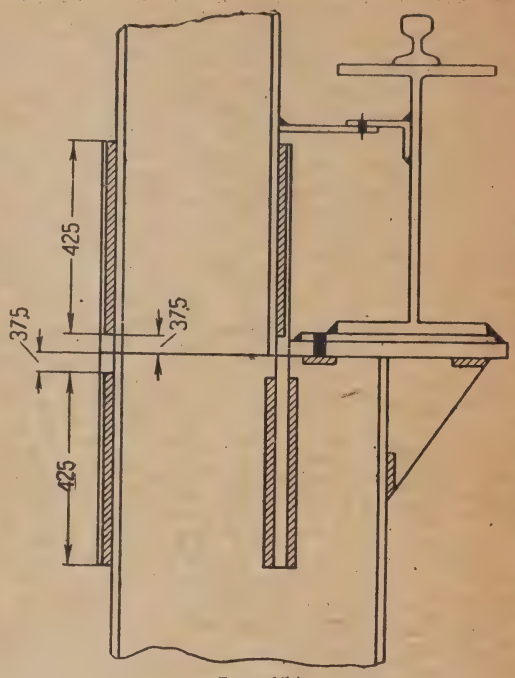
Таблица 31

T мм	*t мм*	*a мм*	*b мм*	*c мм*	*d мм*
10	6,35	12,5	12,5—16	6,35	10
12,5	10	12,5	16	10	12,5
12,5—20	12,5	15,5—16	16—19	12,5	16
16—25	16	12,5—16	16—19	12,5	16
20—30	19	16—19	19—22	12,5—16	16—19

Из этой таблицы видно, что по условиям производства работ газовой сваркой швов валиком удобнее выполнять не в виде равнобедренного прямоугольного треугольника, причем размеры самих швов значительно больше, чем при дуговой электросварке. Как мы видели выше, при сооружении самых крупных зданий наиболее ходовым размером шва является 10×10 *мм* и очень редко применяется шов $12{,}5 \times 12{,}5$, а при газовой сварке этот размер является наименьшим, что несомненно должно отразиться как на производительности сварщиков, так и на стоимости работ.

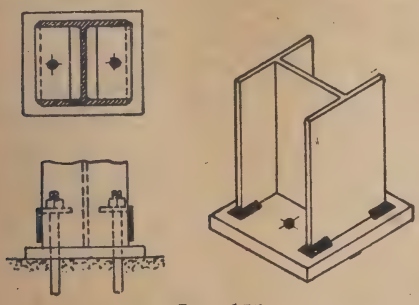
При рассмотрении прочности швов было указано, что прочность не растет прямо пропорционально критическому сечению, а потому при тех же допускаемых напряжениях мы будем иметь в зданиях, сваренных газовой сваркой, меньший запас прочности.

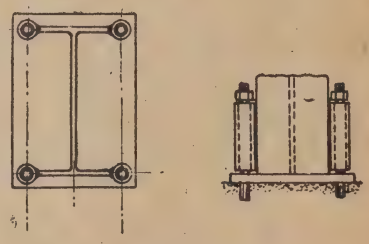
Конструкция соединения двух колонн на уровне подкранового пути, а также устройство опоры для последнего показаны на фиг. 154. Как видно из чертежа, фланговые швы, служащие для соединения колонн, не доведены до стыка, а отстоят по обе стороны стыка на 40 *мм*. Это сделано для того, чтобы избежать сильного нагрева и коробления в стыке колонн, где требуется точное прилегание торцов.



Фиг. 154.

Для соединения колонн с фундаментом были применены две конструкции по фиг. 155 и 156. В первом случае к фланцам колонны приварены угольники, через которые проходят фундаментные болты, а во втором к кромкам фланцев приварены отрезки 75 *мм* (3″) толстостенных труб длиною 225 *мм* и через них пропущены болты. Опорная плита, как в первом, так и во втором случае к колонне не приварена. Соединение балок с колоннами было показано на фиг. 152.


Фиг. 155.


Фиг. 156.

В качестве сварочной проволоки применялась высокосортная проволока «high test».

По данным фирмы, производительность сварщика была в среднем 0,8 *м* шва в час. В течение 9-часового рабочего дня один сварщик сваривал 1,67 *т* конструкций.

На каждую тонну конструкций расходовалось 550 *л* кислорода и 500 *л* ацетилена. Стоимость сварки 1 *т* конструкций была 13,7 доллара, при средней часовой оплате сварщика в 1 доллар.

Всего наложено было швов:

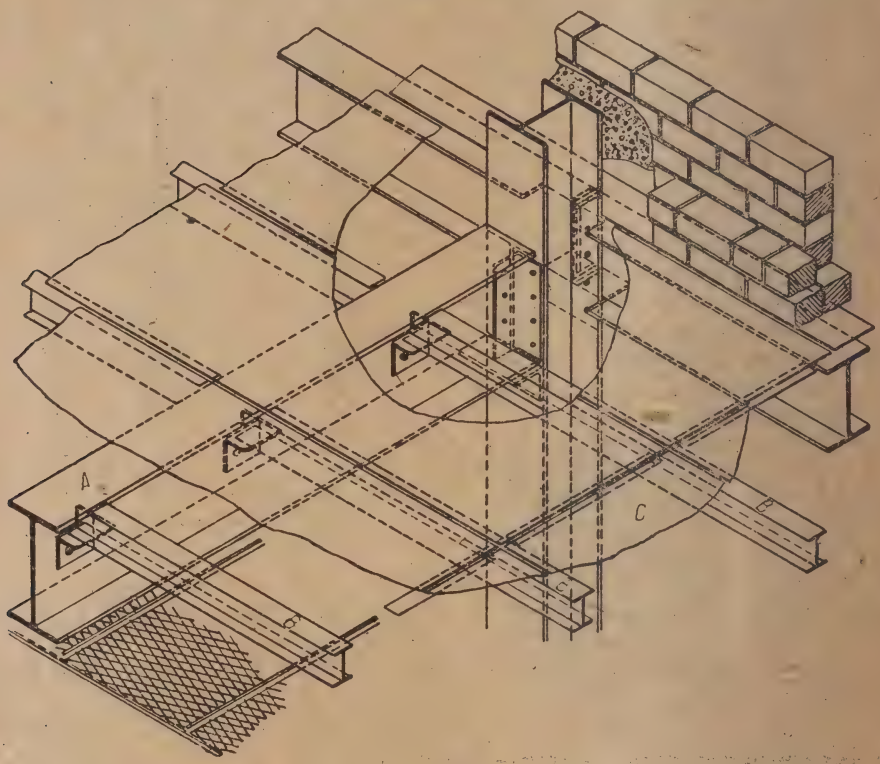
10×10 *мм* валиком	753,3 *м*
16×16 *мм* »	101,8 »
10 *мм* встык	21,0 »
16 *мм* »	10,7 »

Если все швы привести к швам валиком размером 10×10 *мм*, то получим общую длину швов, равную

$$L = 753{,}3 + 2{,}56 \cdot 101{,}8 + 21 + 2{,}56 \cdot 10{,}7 = 1\,060 \text{ м}$$

или на 1 *м* конструкции приходится:

$$l = \frac{1060}{300} = 3{,}5 \text{ м}.$$



Фиг. 157.

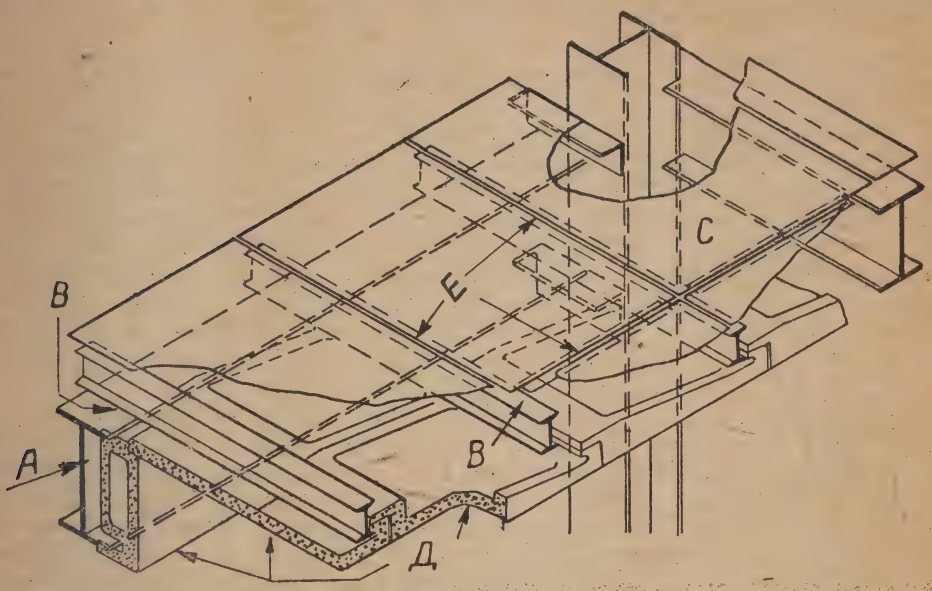
Весьма серьезным является вопрос о короблении деталей при газовой сварке. Хотя этот вопрос в достаточной мере не освещен, однако, по тем указаниям, которые имеются в технической литературе, можно судить, что коробление имело место особенно при сварке ферм и что необходимо разработать особый метод сварки и порядок наложения швов для того, чтобы избежать при сварке значительных деформаций в соединяемых звеньях.

X. Сварные междуэтажные перекрытия

В строительном деле сварка получила в настоящее время очень широкое развитие и с каждым днем находит все новые области применения. За последний год новый процесс стал применяться также для изготовления сварных междуэтажных перекрытий. Сварные междуэтажные перекрытия имеют целый ряд технических и экономических преимуществ по сравнению с другими видами перекрытий. Так например, по данным американской техники мертвый вес перекрытия на 1 $м^2$ уменьшается более, чем в два раза (с 300 до 150 *кг*). Строительная высота перекрытия уменьшается на 18 *см*, что дает возможность на каждые двадцать этажей экономить один этаж. Нагрузка на колонны значительно уменьшается, что

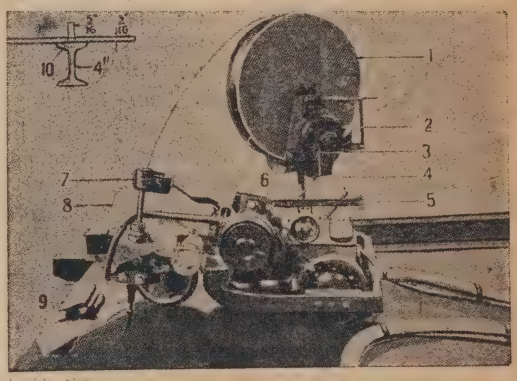
дает возможность уменьшить расход металла на металлические скелеты многоэтажных зданий. Стоимость 1 $м^2$ сварного перекрытия определяется приблизительно в 10 долларов, что значительно ниже других видов перекрытий.

Конструктивное выполнение сварных перекрытий показано на фиг. 157 и 157а. На основные потолочные балки *А* укладываются прогоны *В* из небольших двутавровых балочек (№ 8 — 10), которые привариваются к главным балкам в местах



Фиг. 157а.

взаимного пересечения. К прогонам привариваются железные листы *С* толщиною 5—6 *мм*, как это показано на фигуре. Поверх листов, образующих пол, кладется толстый слой линолеума, который приклеивается к железным листам по всей поверхности. Нижняя сторона перекрытия, образующая потолок, перекрывается бетонными плитами *D* фасонного сечения. Эти плиты имеют пазы, при помощи которых они прикрепляются к прогонам. Так как эти бетонные плиты заготовляются отдельно, то сборка перекрытий производится очень быстро и это дает возможность ускорить строительство. Помимо этого во время работ можно совершенно обойтись без временных перекрытий, так как железные листы укладывают немедленно после укладки главных балок и приваривают их временными перехватками к прогонам. Окончательная же сплошная сварка швов производится по окончании работ по возведению данного этажа.



Фиг. 158.

1. Барабан для электрода. 2. Реостат для регулировки скорости. 3. Маховик управления. 4. Муфта для включения мотора. 5. Пусковой рубильник. 6. Реостат для регулировки дуги. 7. Кнопочный контакт для автомата. 8. Автоматная сварочная головка. 9. Испытанный образец. 10. Схема приварки настила к балкам.

Так как приходится сваривать большое количество швов, то в Америке уже выпущены специальные автоматы, которые сваривают эти швы со скоростью 12—15 *м/час*. На фиг. 158 показан такой самопередвигающийся автомат в работе, выпущенный фирмой Дженераль Электрик К°.

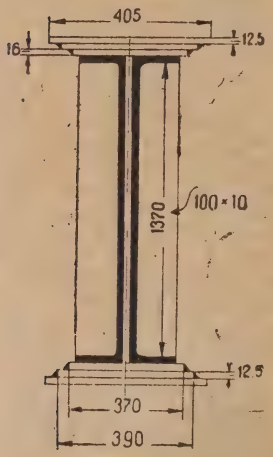
Помимо гражданских сооружений, сварные перекрытия могут найти широкое применение в заводских зданиях, центральных станциях, для перекрытия мостов и т. п. В каждом отдельном случае конструкция должна быть рассчитана на

соответствующую нагрузку и характер последней. В зависимости от этого выбирается сечение прогонов, их расстояние друг от друга и толщина железных листов. Равным образом выбирается соответствующий материал для покрытия железных листов. В частности в мостовых конструкциях и виадуках листы покрываются слоем асфальта.

Несомненно, что в широко развивающемся строительстве у нас вышеописанная конструкция перекрытий найдет широкое применение.

XI. Сварные мосты

Применение сварки в мостостроении пока еще весьма ограничено как в Европе, так и Америке. Сваренные мосты насчитываются единицами и несомненно носят еще опытный характер. Характер нагрузки этих сооружений, особенно для железнодорожных мостов, заставляет весьма осторожно подойти к разрешению этой задачи. Особенное значение имеет вопрос о влиянии переменных и повторных нагрузок на сварные соединения. Изучение явления усталости металла в сварных образцах, хотя и дает некоторое представление о прочности сварных соединений при переменной и повторной нагрузках, но только испытание целых пробных мостов дает все необходимые данные для проектирования мостовых конструкций.



Фиг. 159.

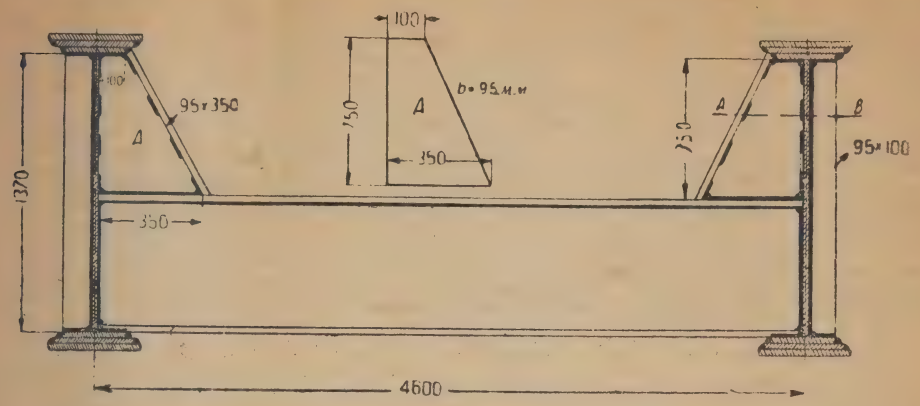
Подобные испытания были за последние два года проведены в Германии над двумя пешеходными мостами (один клепаный старый пешеходный мост, а другой — составленный из сварных ферм) и одним железнодорожным мостом. Хотя из такого незначительного количества опытов, нельзя делать общих выводов, но одна постановка этих опытов уже показывает насколько назрел вопрос о применении сварки в мостостроении, и что несомненно этот новый метод соединения металлов может дать значительные преимущества. Опыты с пешеходными мостами [1] показали меньшую долговечность сварных мостов по сравнению с клепаными. Но если учесть, что сварные фермы и конструкция узлов были разные, что новый мост был составлен из них только потому, что не хотелось тратить средств на сварку мостовых ферм, то по прочности этого моста нельзя будет судить о прочности сварных мостов вообще. Это между прочим вполне подтверждено опытами с первым германским железнодорожным мостом и находящимися в эксплоатации двумя американскими железнодорожными мостами.

Первый железнодорожный однопутный мост был построен фирмой Вестингауз для подъездного пути к одному из предприятий этого общества. Этот мост рассчитан для локомотивов весом не свыше 85 *т*. Пролет моста 16,5 *м*. Мост состоит из двух балок со сплошной стенкой высотою в 1 500 *мм*. Каждая балка состоит из вертикальной стенки толщиной 9,5 *мм* и высотой 1 370 *мм* и двух поясов, состоящий каждый из трех поясных листов следующих размеров: 1) 370 × 16 *мм* длиною 16 *м*, 2) 390 × 12,5 *мм* длиною 11,6 *м* и 3) 405 × 12,5 *мм* длиною 6,7 *м*. Конструкция сечения главных балок показана на фиг. 159. Вес одной главной балки равен 5 250 *кг*. Ширина моста между осями балок равна 4 600 *мм*. Мост имеет пять поперечных балок высотой 600 *мм*. Прогонами служат двутавровые балки высотой 450 *мм*. Соединение поперечных балок с прогонами одинаково на конструкции с представленным на фиг. 62 и 63. В вертикальной стенке поперечной балки прорезана щель и через нее поверх фланца прогона пропущена накладка с размерами 20 × 125 *мм* и длиною 600 *мм*. Эта накладка приварена по всей своей длине фланговыми швами к прогонам и должна воспринять появляющиеся в стыке изгибающие моменты.

---

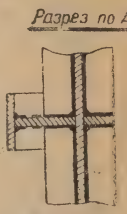
[1] См. статью *Dr. Ing. Bernhard, VDI Bd. 73, № 47* или перевод: Вестник металлопромышленности, 1931 г. № 4.

Для придания жесткости вертикальной стенке главной балки к ней с обеих сторон были приварены полосы жесткости размерами $9,5 \times 100 \times 1\,370$ *мм*, а к торцам балок для придачи им законченного вида приварены полосы размерами $9,5 \times 350 \times 1\,500$ *мм*. Главные балки с поперечными соединены стыковыми швами



Фиг. 160.

и помимо того вварены контрофорсы, примыкающие одной стороной к вертикальной стенке главной балки, а другой к наружной поверхности верхнего фланца поперечной балки (фиг. 160). Листы для контрофорсов на торце накрыты другими листами размерами $9,5 \times 370 \times 800$ *мм*. Поперечный разрез этого соединения показан на фиг. 161, а общий вид законченного моста — на фиг. 162. При постройке моста сварено 330 *м* шва валиком размером 10×10 *мм* и 152 *м* размером 8×8 *мм*. Израсходовано было около 240 *кг* электродов. Времени на сварку и сборку на месте потрачено 320 часов. Общий вес моста 17,8 *т*.



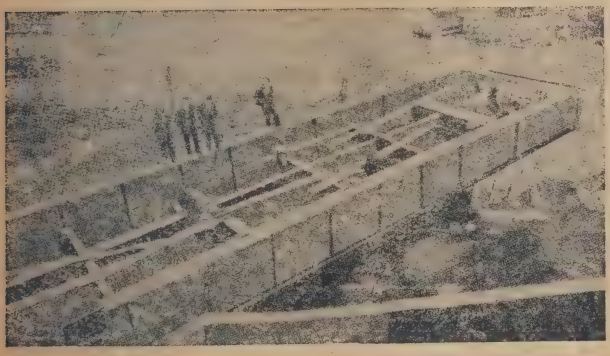
Фиг. 161.

Если приведем все швы к размеру 10×10 *мм*, то общая длина будет

$$L = 330 + 0,64 \cdot 152 = 427\ м.$$

Сварено швов в 1 человеко-час

$$l = \frac{427}{320} = 1,3\ м.$$



Фиг. 162.

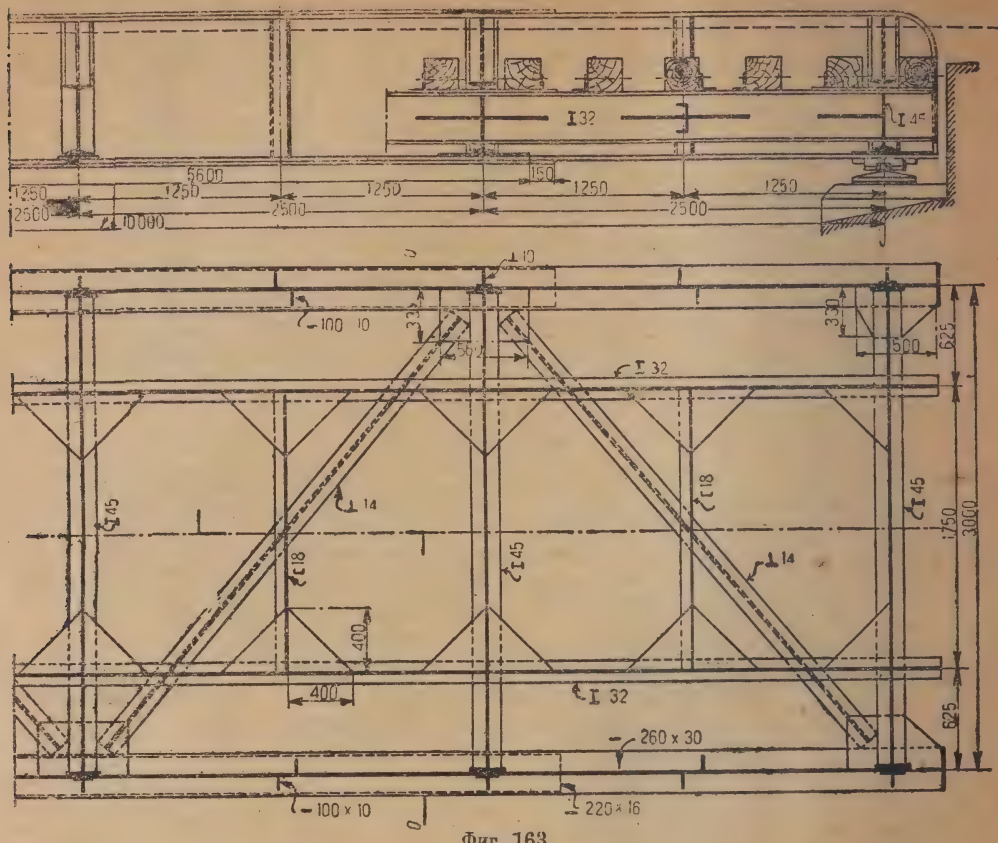
Израсходовано электродов на 1 *м* шва $\frac{240}{427} = 0,6\ кг$.

Расход электродов по отношению к общему весу конструкции составляет:

$$\frac{240 \cdot 100}{17\,800} = 1,35\%.$$

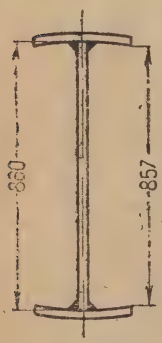
При этом следует учесть, что несмотря на то, что поперечные балки имеют высоту 600 *мм*, а прогоны 450 *мм*, они не сварные, а прокатанные, что в значительной степени уменьшило общую длину швов, а следовательно расходится электро В условиях СССР нет таких тяжелых профилей и эти балки пришлось бы сделать сварными. Эти данные показывают, что там, где приходится иметь дело со сварными профилями из листового металла, вес наплавленного металла весьма значителен и в среднем может быть принят в 1,25—1,5% от веса конструкции.

Построенный в Германии первый сварной железнодорожный мост пролетом в 10 *м* (фиг. 163) имеет конструкцию, аналогичную вышеуказанной, а именно состоит из двух сварных балок высотой 952 *мм*. Каждый пояс состоит из двух листов, из которых нижний имеет толщину 30 *мм*, а верхний 16 *мм*. Вертикаль-



Фиг. 163.

ный лист соединяется с поясами двумя швами валиком размером 15 × 15 *мм*. Эти швы не сплошные, а прерывистые и выполнены таким образом, чтобы не могло получиться внезапного разрушения всего шва по длине. Оставленные небольшие промежутки между швами должны действовать задерживающим образом при разрушении какого-либо из участков шва. Ввиду большого размера швов они были наложены в два слоя.



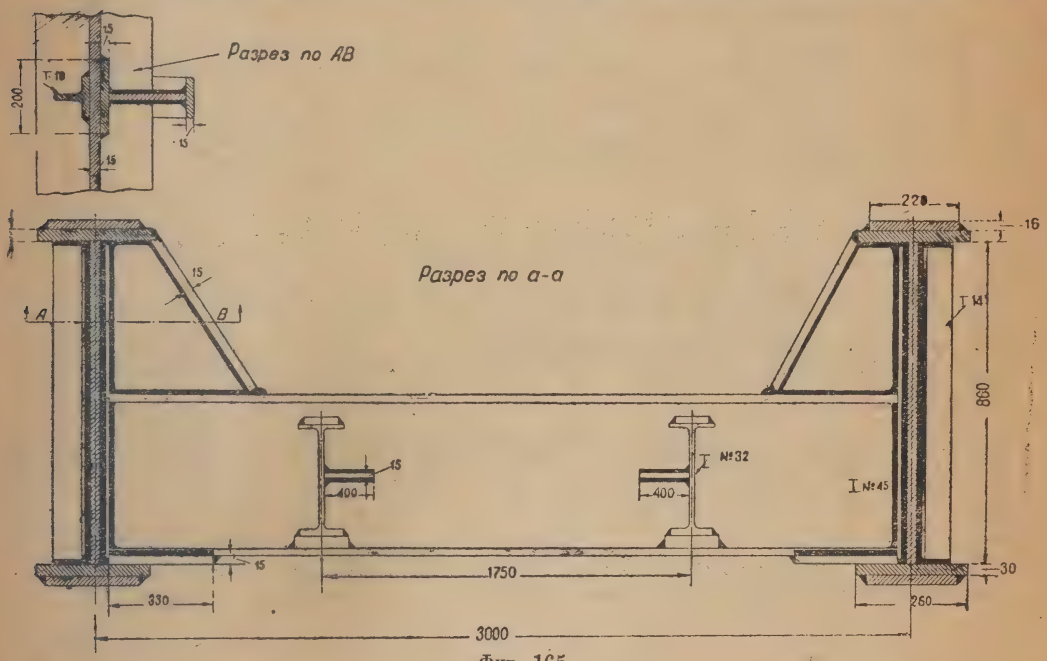
Фиг. 164.

Произведенные до сварки этого моста опыты показали нецелесообразность применения обмазанных электродов для наложения швов в несколько слоев, так как очень трудно полностью удалить с поверхности шлак. Для улучшения механических свойств шва были применены легированные голые электроды фирмы Гутехофнунгсхютте диаметром 4 и 5 *мм*.

При сварке главных балок отмечались деформации от наложения продольных швов, соединяющих вертикальную стенку с поясами и поясных листов между собой. На фиг. 164 схематически представлена деформация балки после сварки. После наложения продольных швов, соединяющих вертикальный лист с первым поясным листом, расстояние между краями поясных листов уменьшилось на 3 *мм*, т. е. 1,5 *мм* на сторону. После приварки верхней ламмели концы нижних листов выправились на 1 *мм* с каждой стороны, т. е. фактически имели едва заметную деформацию, которую следует приписать исключительно большому размеру продольного шва (15 × 15 *мм*). Опытные работы также показали, что сварку продольных швов лучше начинать с середины балки и вести ее

по направлению к краям. Так же поступили при сборке моста: сперва приварили среднюю поперечную балку, а потом крайние.

Интересно также отметить метод приварки поперечных балок к главным балкам моста. В качестве поперечных балок взяты прокатные двутавровые балки № 45 (фиг. 165). Эти балки не приварены непосредственно к вертикальной стенке главных балок, а к усилительным планкам шириною 200 *мм* и толщиною 15 *мм*, приваренным в свою очередь к вертикальным стенкам главных балок (см. разрез по *АВ*). Вместо полосы жесткости в этом месте приварены таврики жесткости № 10, причем, как это видно на фигуре, продольные швы тавриков не совпадают с продольными швами усилительной планки. Равным образом полосы жесткости не поставлены друг против друга, а сдвинуты по оси (фиг. 163), чтобы лежащими друг против друга швами не ослабить сечения вертикальной стенки главных балок. Поперечные балки опираются на треугольные подкладки, приваренные к нижнему поясу главных балок. К этим же подкладкам привариваются поперечные связи моста. Что касается прогонов, то последние изготовлены из прокатных ба-



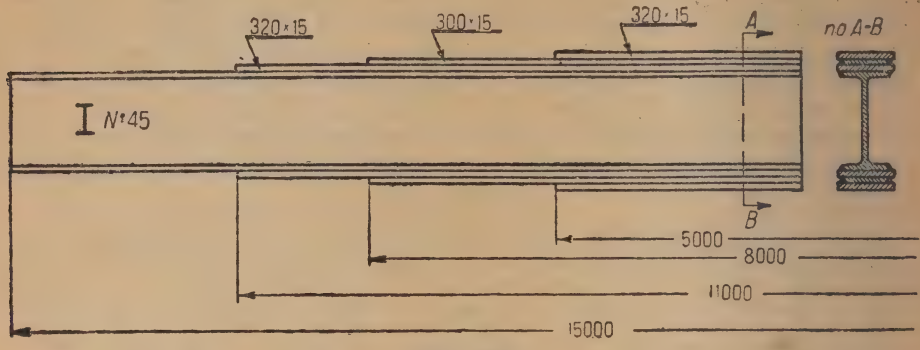
Фиг. 165.

лок № 32 и соединены с поперечными балками методом, указанным на фиг. 62 и 63. Размер накладки, проходящей через прорезы в вертикальной стенке поперечных балок, равен 155 × 20 *мм*. Прогоны обварены по всему периметру. Для увеличения жесткости соединения вварены угловые косынки. Швы до 13 × 13 *мм* проваривались в один слой электродами диаметром в 4 *мм*, а свыше 13 *мм* в два слоя, причем второй слой варился электродами диаметром 5 *мм*.

После того как мост был сварен, он был установлен около Мюнстера для испытания. Сперва его нагрузили статически паровозом весом 130 *т*, прогиб получился 4,5 *мм*. После разгрузки мост полностью выпрямился. После этого мост был испытан на переменную нагрузку установкой инерционной машины Лозенхаузена. Испытание длилось шесть часов и показало, что при колебаниях в 14 герцов (1 герц = 1 колебанию в секунду) мост давал прогиб вверх и вниз (амплитуду) от 2 до 2,5 *мм*. Это испытание показало, что мост может выдержать 12 лет работы при условии, что через него каждые полчаса пройдет поезд. Затем тот же локомотив весом 130 *т* был пропущен через мост 40 раз со скоростью 40 *км* в час, 20 раз со скоростью 50 *км* и 20 раз со скоростью 70 *км*. Так как после этих испытаний нигде в мосте повреждений не было отмечено, то мост был перевезен и установлен на одном из главных путей. В настоящее время в Герма-

нии ведутся работы по сварке другого железнодорожного моста пролетом в 40 *м*. Вполне понятно, что первые мосты обойдутся дороже клепаных, но приобретенный опыт даст возможность в дальнейшем получить значительную экономию на постройке сварных мостов.

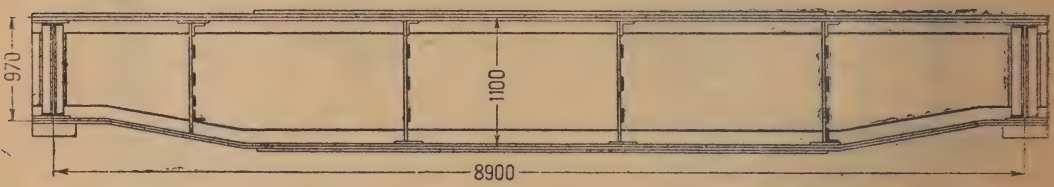
При постройке шоссейного моста в Лейпциге сварка была применена для усиления сечения примененных при постройке прокатных балок. Основные балки широкополые типа Пайнер и на каждой из них наварены по три ламмели с каждой стороны, как это показано на фиг. 166.

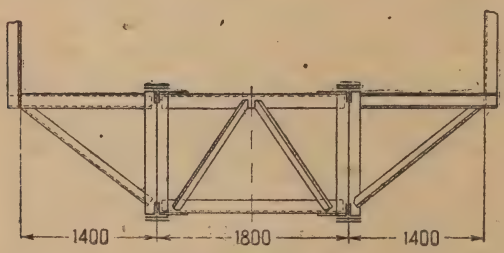


Фиг. 166.

Экономия в весе против клепаной конструкции 10%, а в стоимости 14%.

Примерно такого же пролета, как описанный выше, железнодорожный мост был сварен в Австрии, но в конструктивном отношении он больше походил на клепаный, чем на сварный. Общий вид и поперечный разрез моста показаны на фиг. 167. Расстояние между опорами моста 8 900 *мм*. Высота главной балки посредине 1 100 *мм*, а у опор 970 *мм*. Каждая главная балка образована из





Фиг. 167.

Фиг. 168.

вертикального листа, двух поясных уголков и двух ламмелей (с каждой стороны). Ширина поясов 240 *мм*. Метод соединения вертикальной стенки с поясными уголками и поясных листов с уголками и между собой показан на фиг. 168.

Перед тем, как разрешить постройку сварного моста, был проведен целый ряд испытаний над сваркой двутавровой балки с расстоянием между опорами, равным 4 800 *мм*, и высотою вертикальной стенки в 500 *мм*. Конструкция балки такая же, как и в железнодорожном мосту, т. е. с применением поясных уголков. Балка нагружалась сосредоточенной нагрузкой в двух местах на расстоянии 800 *мм* от центральной линии при помощи двух гидравлических прессов. На

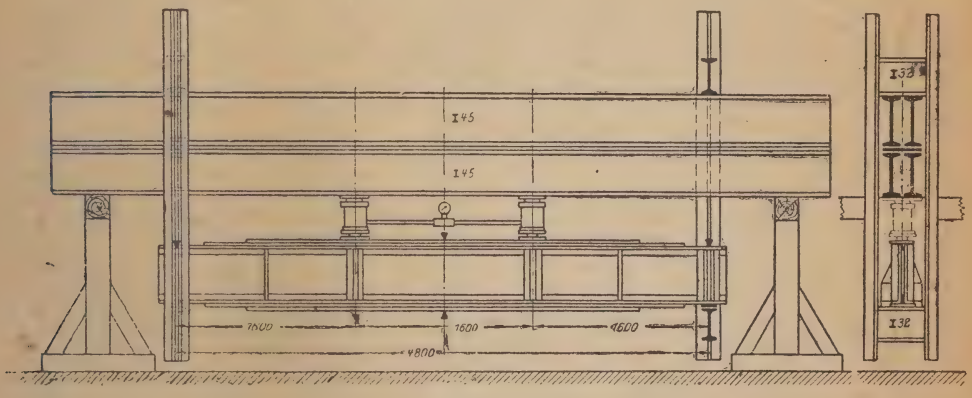
фиг. 169 показана установка при испытании. Подвергая балку различной нагрузке, вычислялись напряжения материала и измерялись прогибы под нагрузкой и после снятия нагрузки.

В табл. 32 приведены результаты испытания.

Таблица 32

Нагрузка в m	Подсчитанные напряжения в $кг/см^2$	Касательные напряжения в $кг/см^2$		Прогиб балки в середине в $мм$		Остаточный прогиб после снятия нагрузки
		T_1	T_2	Подсчитанный	Измеренный	
2×15	1 011	225	129	4,35	3,5	—
$2 \times 27{,}5$	1 853	413	237	7,90	8	1
$2 \times 37{,}5$	2 526	562	323	10,88	11,5	3
$2 \times 52{,}5$	3 537	788	452	—	19	7,5
2×60	3 042	900	517	—	27	не наблюдали
2×64	4 312	960	550	—	—	

Примечание. T_1 — касательное напряжение между верхней стенкой и поясным уголком, T_2 — касательные напряжения между 1 $м$ поясным листом и поясными уголками.



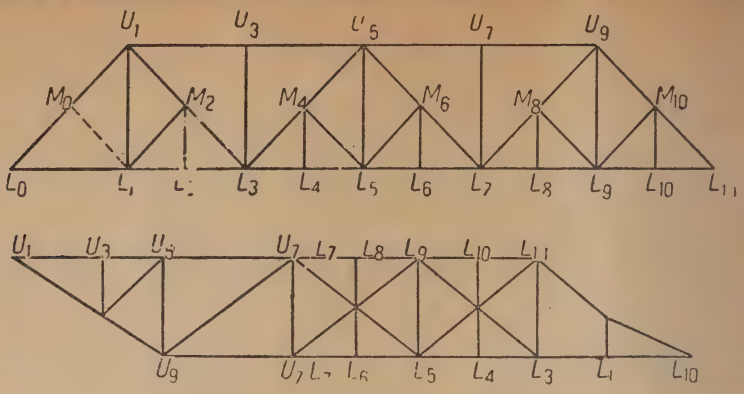
Фиг. 169.

После испытания все швы были осмотрены и повреждений обнаружено не было. Результаты показали полную надежность сварных соединений, и мост был разрешен к постройке. При расчете швов разрешено было допустить напряжения, равные 70% от допускаемых для примененной мостостроительной стали.

Чрезвычайно интересным является сварной мост, построенный фирмой Вестингауз в Америке у Чиокопи Фоллс (Chiocopee Folls). Этот мост перекрывает канал и пересекает его под углом в 72°. Длина главных ферм 41 $м$. Расстояние между фермами 5 200 $мм$, а высота ферм 7 500 $мм$. Вес моста 80 $т$. Такой же клепаный мост должен был весить 120 $т$, т. е. полученная экономия в весе равна 33%. Общая стоимость моста 15 000 долларов вместо 19 000 долларов, предложенных за изготовление клепаного моста. Учитывая вес сварного моста, следует отметить, что ввиду новизны дела 1 $т$ сварной конструкции обошлась дороже, чем при клепаной.

Мост изготовлен почти целиком из двутавровых балок типа Карнеги высотой 254 $мм$. Сечение балок разное, но высота остается постоянной. Применение балок одинаковой высоты значительно облегчает работу по конструированию узлов. Конструктивной особенностью сварных узлов этого моста является применение швов впорезь, что дало возможность значительно уменьшить площадь накладок.

Схема моста представлена на фиг. 170, а действующие усилия от различных нагрузок приведены в следующей таблице.



Фиг. 170.

Таблица 33

Стержень	Нагрузка: мертвая	Нагрузка: живая	Нагрузка: динамическая	Всего	Профиль стержня в дюймах
$L_0\ L_3$	+ 33	+ 117	+ 37	+ 187	10 *CB* 42
$L_3\ L_7$	+ 70	+ 283	+ 88	+ 441	10 *CB* 92
$L_7\ L_{11}$	+ 41	+ 194	+ 63	+ 298	10 *CB* 63
$L_1\ L_3$	+ 39	+ 187	+ 68	+ 294	10 *CB* 63
$L_7\ L_9$	+ 33	+ 160	+ 60	+ 253	10 *CB* 56
$U_1\ L_1$	+ 9	+ 19	+ 9	+ 37	10 *I* 30
$U_5\ L_5,\ U_9\ L_9$	+ 12	+ 91	+ 42	+ 145	10 *CB* 100
M_{10}	+ 6	+ 57	+ 28	+ 91	10 *CB* 100
$L_0\ U_1$	— 51	— 183	— 57	— 291	10 *CB* 116
$U_1\ U_5$	— 57	— 213	— 67	— 337	10 *CB* 124
$U_5\ U_9$	— 61	— 248	— 78	— 387	10 *CB* 84
$U_9\ U_{11}$	— 60	— 283	— 88	— 431	10 *CB* 77
$L_3\ U_5$	— 19	— 141	— 58	— 218	10 *I* 30
$U_5\ L_7$	— 13	— 112	— 47	— 172	10 *CB* 49
$U_3\ L_3,\ U_7\ L_7$	— 5	± 0	± 0	— 5	10 *CB* 49
$L_9\ M_{10}$	— 4	— 40	— 19	— 63	10 *CB* 49

Усилия выражены в 1 000 английских фунтов, а профили различаются по весу погонного фута в английских фунтах.

Для расчета моста в основу были положены следующие допускаемые напряжения:

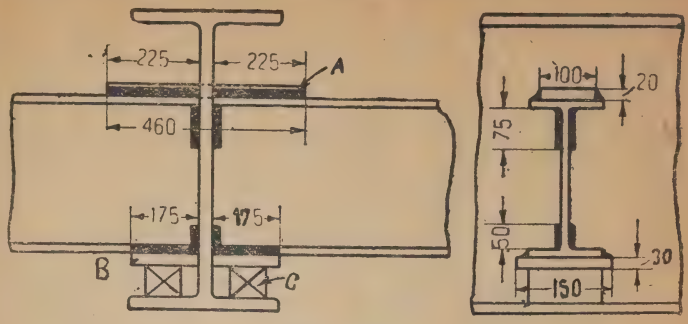
Таблица 34

Допускаемое напряжение на	В стержнях *кг/см²*	В швах *кг/см²*
Растяжение	1 120	910
Сжатие	1 120	1 120
Срез	780	630

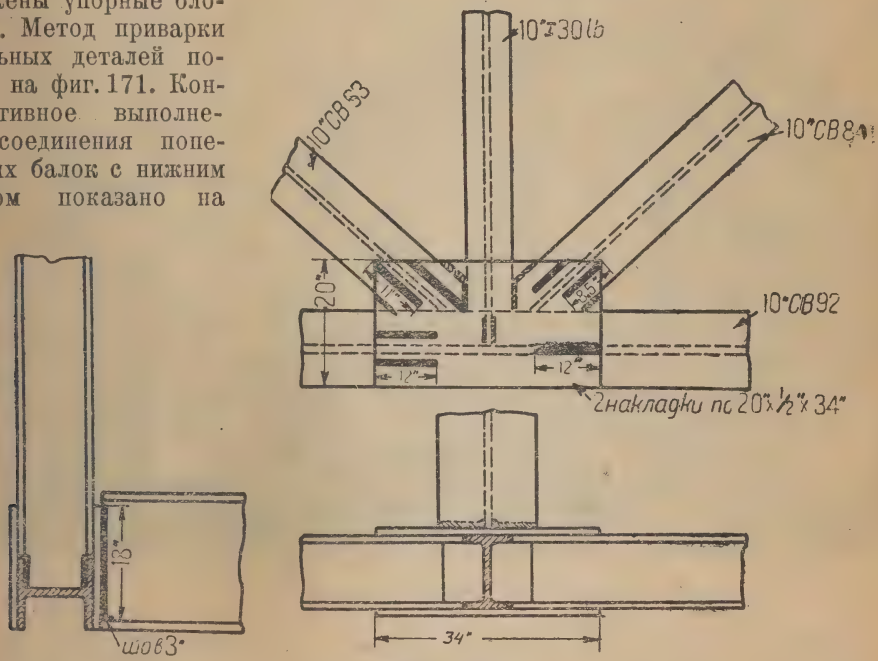
Примечание. В швах в прорез допускались те же напряжения, что и в швах валиком.

Допускаемое напряжение на срез в швах было взято 0,81 от допускаемого напряжения на срез заклепок. Толщина накладок была взята в 12,7 *мм*. В мосту были также применены стыковые соединения без накладок и с накладками. В качестве поперечных балок были взяты 530 *мм* широкополые балки, усиленные сверху наваренными на них ламмелями. Прогоны были поставлены из 300 *мм* двутавровых балок, соединенных с поперечными балками, как показано на фиг. 171.

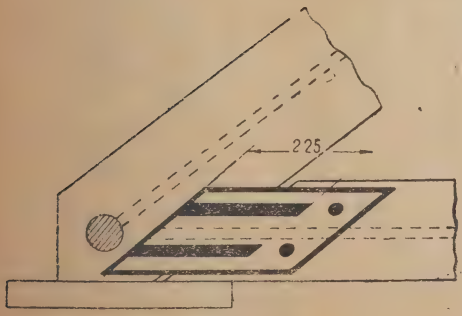
В поперечной балке сверху имеется прорезь, через которую пропущена планка A размерами $100 \times 20 \times 460$ *мм*. Эта планка приварена к наружной стороне верхнего фланца прогона фланговыми швами длиною 225 *мм* и размером $9{,}5 \times 9{,}5$ *мм*. Нижние планки B не проходят сквозь вертикальную стенку и по ширине превосходят ширину фланцев прогона так, что фланговые швы, соединяющие эту планку с прогоном, являются нижними. Под планками положены упорные блоки C. Метод приварки отдельных деталей показан на фиг. 171. Конструктивное выполнение соединения поперечных балок с нижним поясом показано на



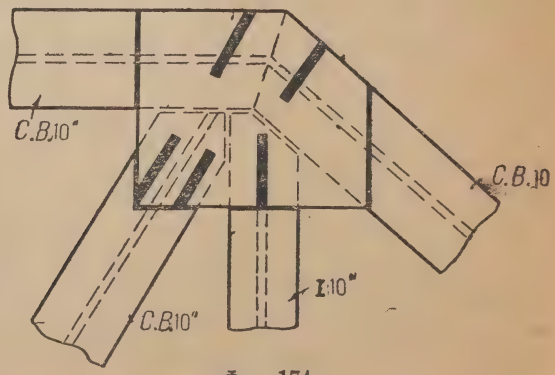
Фиг. 171.



Фиг. 172.



Фиг. 173.



Фиг. 174.

фиг. 172, опорного узла—на фиг. 173, верхнего углового—на фиг. 174 и одного из нижних узлов—на фиг. 172. Все наиболее интересные размеры указаны на чертежах.

При сварке поясов встык фланцы скашивались под углом в 45°. Примененные накладки приваривались к соединенным частям фланговыми швами. Один из стыков (без накладок) лопнул через несколько дней после открытия моста. Исследование показало, что шов был хорошо проварен, но вертикальная стенка свариваемых балок была приварена уже после того, как фланцы были сварены, а потому при усадке металла в стыковом шве вертикальной стенки получились большие остаточные напряжения, которые и были причиной разрушения шва. Этот случай показал, что применение одних стыковых швов в частях, подверженных растягивающим усилиям, ненадежно.

В частях, работающих на сжатие, такие швы можно применять. Проковка швов устраняет частично остаточные напряжения. Швы впорезь оказались

Фиг. 175.

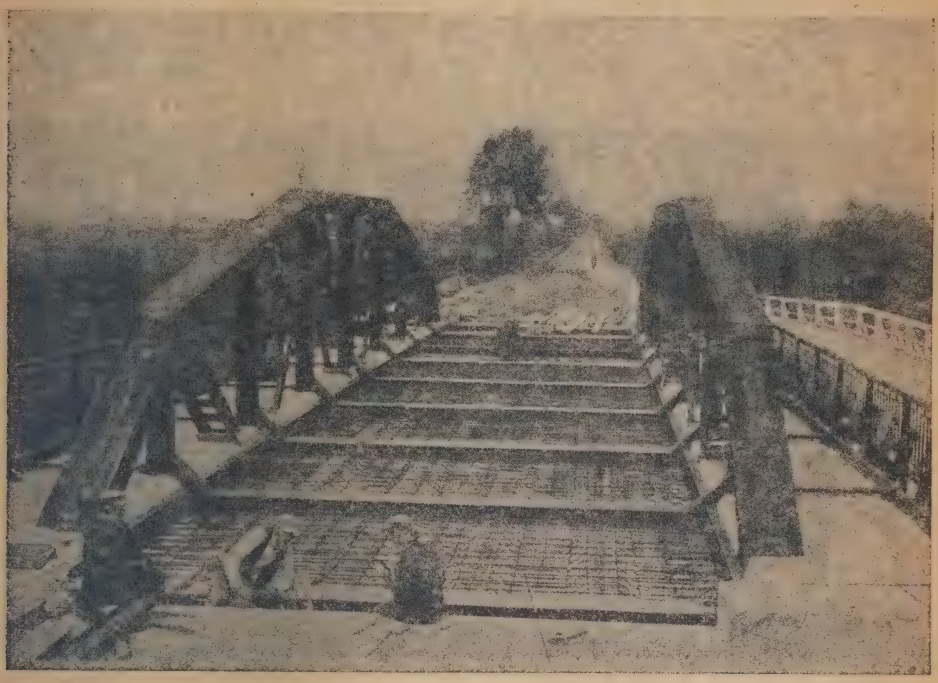
весьма ценными для передачи больших усилий. По изготовлению данного моста работало 2 сварщика, причем затрачено было ими всего 634,25 часа, из которых 132,5 часа в цехе и 501,75 часа при монтаже. Сварено было швов:

Род швов	В цехе	При монтаже	Всего
Валиком размером 9,5 × 9,5 *мм* .	94 *м*	173 *м*	267 *м*
Стыковых и впорезь	1 440 *см*²	7 400 *см*²	8 840 *см*²

При сварке пользовались однопостными мотор-генераторами в 200 А. Электроды из мягкой стали диаметром 4 *мм* и 5 *мм*.

Помимо описанных выше железнодорожных мостов, в Европе был построен сварной мост под шоссейную дорогу. Этот мост находится у города Ловича в Польше и имеет пролет около 27 *м*. Расстояние между главными фермами около 6 *м*. По бокам главных ферм с наружной стороны имеются мостки для пешеходов. Общий вид моста показан на фиг. 175 и 175а. Высота главных ферм 4,2 *м*. Конструктивное выполнение отдельных частей моста следующее: 1) нижний пояс состоит из двух вертикальных листов 12 × 350 *мм*, поставленных на расстоянии

300 *мм* друг от друга. Каждый вертикальный лист имеет свой нижний поясной лист размером 250 × 18 *мм*. В узлах эти тавровые балки, составленные из листов, соединены одним поперечным листом (фиг. 176). Между узлами вертикальные листы скреплены отрезками швеллера. Нижний пояс сконструирован в виде двух отдельных тавров, для того чтобы через образованную между поясными листами щель дать сток воде. 2) Верхний пояс имеет коробчатое сечение, причем он составлен из двух вертикальных листов 370 × 12 *мм* (поставленных на таком же расстоянии, как и в нижнем поясе, т. е. 300 *мм*), общего поясного листа 560 × 29 *мм* (толщина поясного листа меняется и в последней панели равна 20 *мм*) и двух уголков 80 × 80 × 12 *мм*, приваренных с внешней стороны



Фиг. 175а.

нижней кромки вертикальных листов (фиг. 177). 3) Раскосы образованы из двух швеллеров № 20, поставленных фланцами наружу и соединенных с обеих сторон через каждые 900 *мм* поперечными листами 200 × 10 (фиг. 178). 4) Стойки образованы из полосы 280 × 12 *мм*, к которой с краев приварены уголки 70 × 70 × 7 *мм*. Разрез стойки показан на фиг. 179. На опоре узел усилен целым рядом угольников и тавров (фиг. 180). Боковой вид моста представлен на фиг. 181, поперечный разрез — на фиг. 182.

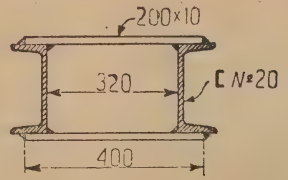
Поперечные балки моста имеют высоту 740 *мм* и тоже изготовлены сварными из листового металла. Вертикальная стенка имеет размеры 700 × 12 *мм*, а пояса 350 × 20 *мм*, причем балки имеют только по одному поясному листу. Очень интересно устроено соединение поперечных балок с главными фермами. Как видно из фиг. 182, вертикальная стенка поперечной балки обрывается, не доходя до главной фермы на расстояние 400 *мм* от внутренней кромки стойки. В этом месте вертикальная стенка соединяется с фасонным листом такой же толщины, т. е. 12 *мм*, проходящим между уголками стойки и образующим таким образом весьма жесткое рамное соединение между поперечной балкой и главной фермой моста.

Соединение фасонного листа с вертикальной стенкой поперечной балки произведено при помощи двусторонней накладки с размерами 700 × 200 × 10 *мм*. Так как верхний пояс поперечной балки заходит дальше места обрыва вертикальной стенки (место стыка), то в нем имеется прорезь для пропуска углового

Разрез по K-L

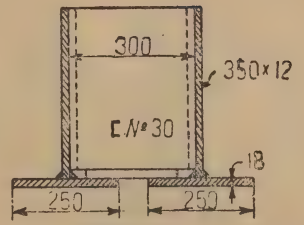
Фиг. 179.

Разрез по E-F



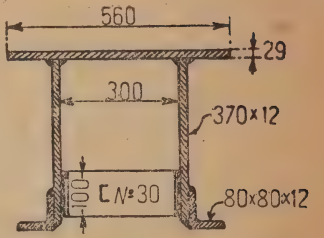
Фиг. 178.

Разрез по C-Д



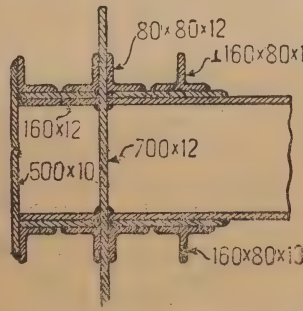
Фиг. 176.

Разрез по A-B

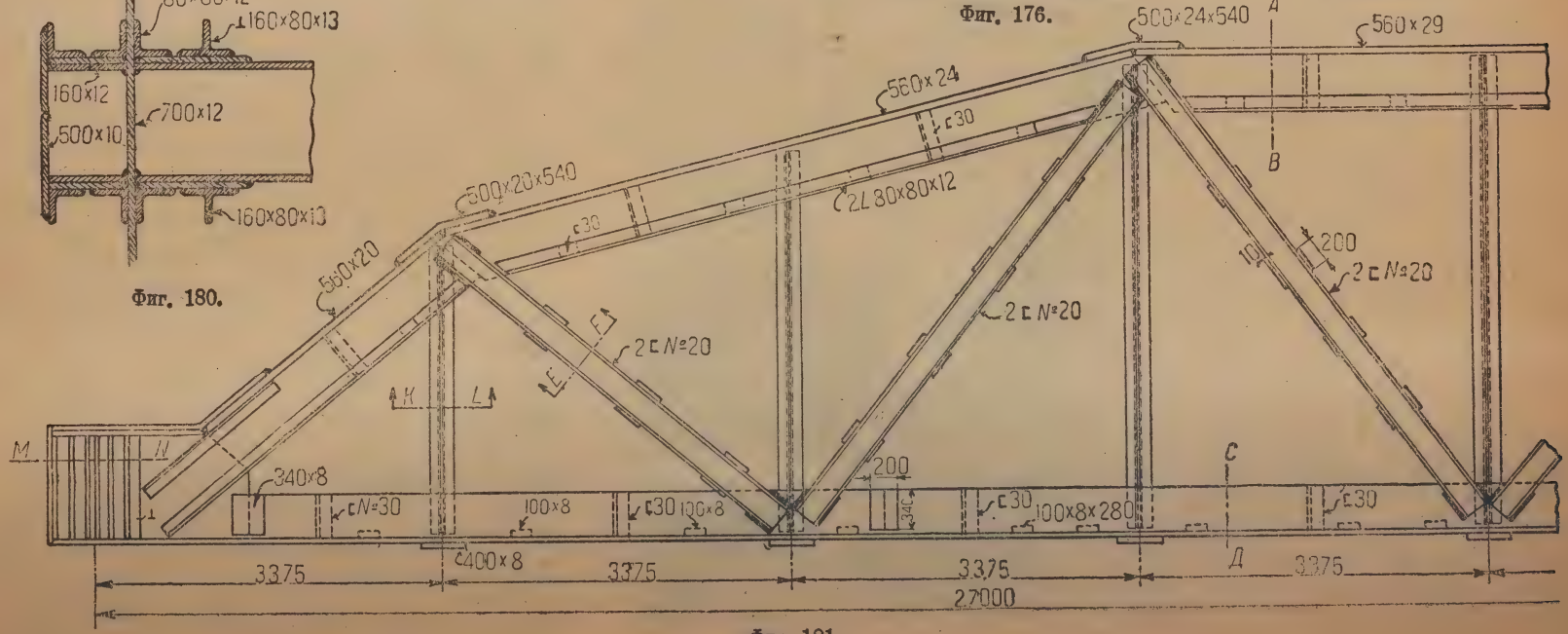


Фиг. 177.

Разрез по M-N



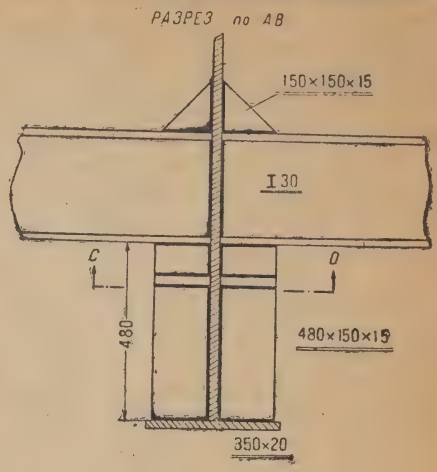
Фиг. 180.



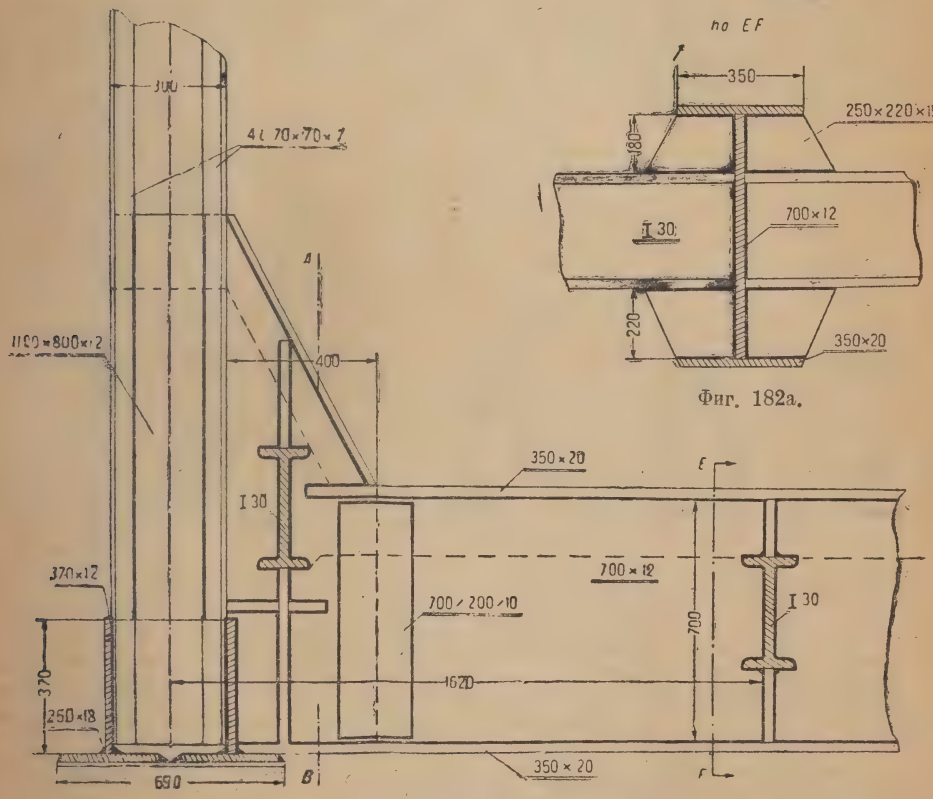
Фиг. 181.

фасонного листа, к которому в свою очередь приваривается по линии скоса поясной лист размером 250×12 *мм*. Таким образом осуществлена непосредственная передача усилий от поперечных балок к главным фермам моста. Прогонами служат нормальные двутавровые балки № 30. Как видно из метода соединения последних с поперечными балками (фиг. 182 и 182а), их можно рассматривать как неразрезные балки на упругих опорах, благодаря чему в подобной сварной конструкции получается значительная экономия в весе продольных балок (10—15%). Это соединение отличается от американских конструкций, примененных в мостах фирмы Вестингауз (прорезь в поперечной балке с пропущенной через нее накладкой).

При сборке верхние трапецевидные листы жесткости были раньше приварены к верхнему поясу и вертикальной стенке поперечной балки, а нижние, наоборот, были приварены раньше к продольным балкам и таким образом удалось избежать потолочных швов. Эти трапецевидные листы не только усиливают соединение между продольными и поперечными балками, но увеличивают также местную устойчивость поперечных балок, благодаря чему можно было совершенно обойтись без полос жесткости. Для сборки отдельных звеньев моста были применены весьма простые по конструкции приспособления, изображенные на фиг. 183.



Фиг. 182а.



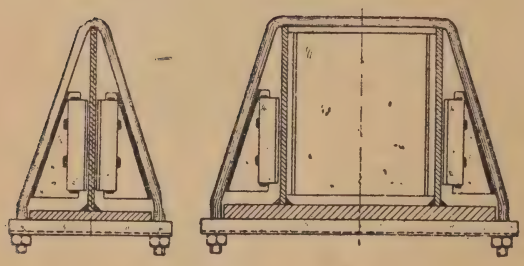
Фиг. 182.

Струбцинки треугольной формы были применены для сварки тавров нижнего пояса, струбцинки трапецевидной формы для сварки верхнего пояса, а прямоуголь-

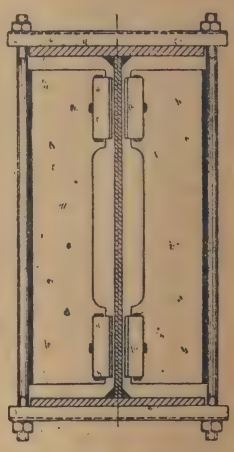
ные для сварки поперечных балок. После сварки мост был подвергнут испытанию статической и динамической нагрузкой и дал вполне удовлетворительные результаты.

Общий вес моста 55 *т*. Вес такой же клепаной конструкции—70 *т*, т. е. достигнута экономия в весе около 22%. Экономия в стоимости получилась весьма незначительная, так как все расходы по приобретению сварочного оборудования были списаны на этот мост. Как на одну из особенностей сварки этого моста следует отметить применение переменного тока и сварку обмазанными электродами фирмы Аркос. Всего на сварку моста было затрачено 2 000 часов, из которых 1 000 часов в цеху и 900 часов при монтаже моста.

Вышеизложенное обнимает почти все работы по сварке мостов, произведенные в Европе и Америке, из чего можно видеть, что до 1931 г. сварные мосты насчитывались пока единицами и применялись для незначительных пролетов. Однако даже эти незначительные по объему работы в полной мере выявили преимущества сварных конструкций и показали, что при правильной конструкции узлов и хорошем выполнении работы сварные мосты не менее надежны, чем клепаные. Получаемая значительная экономия в весе будет играть особую роль в больших мостах, в которых имеются большие напряжения от собственного веса конструкции. Сварные мосты имеют также то преимущество, что они легче поддаются окраске и в них легче произвести изменения в отдельных звеньях в зависимости от изменения величины и характера нагрузки. Для СССР, где вопрос экономии металла имеет особое значение, вопрос о применении сварки в мостостроении является весьма актуальным. Учитывая качества применяемых в СССР материалов надо приготовить целый ряд пробных конструкций для установления допускаемых напряжений для швов, сваренных на наших машинах, нашими сварщиками и нашими электродами.



Фиг. 183.



Фиг. 183а.

XII. Усиление сооружений

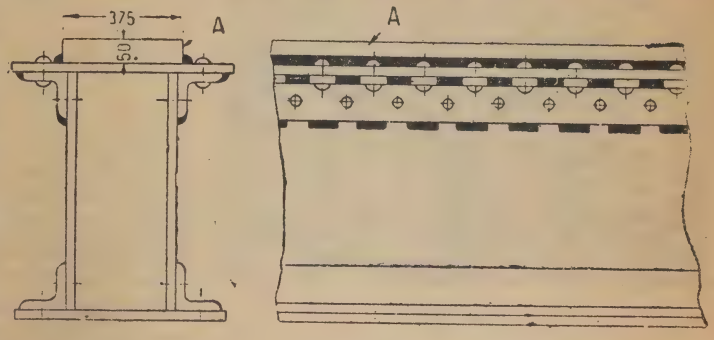
При быстром прогрессе техники вопрос об усилении сооружений и приспособлении таковых для создавшихся новых условий эксплоатации имеет очень важное значение. Замена устаревших сооружений новыми всегда связана с большими капитальными затратами, а вместе с тем очень часто усиление некоторых износившихся или слабых звеньев конструкции может на длительный период удлинить срок службы сооружения при новых условиях эксплоатации. Однако применение заклепочных соединений для усиления сооружений всегда связано с большими затруднениями, а иной раз даже совершенно невозможно. Для укрепления новых деталей всегда требуется сверлить дыры в старых звеньях, а это значит ослаблять еще больше уже слабые места, что не всегда возможно.

Если приходится иметь дело с мостами, звенья которых рассчитаны на мертвую и живую нагрузку, то для усиления звеньев необходимо прежде всего последние разгрузить даже от собственного веса, так как иначе, при уменьше-

нии живого сечения отдельных звеньев, они могут быть перенапряжены. Если же напряжения от собственного веса незначительны по сравнению с динамической нагрузкой, то на время работы приходится закрыть движение по мосту. То и другое решение нельзя считать благоприятным для разрешения указанной задачи по ремонту сооружения.

Помимо всех этих трудностей, следует указать еще на то обстоятельство, что постановка заклепок требует доступа с обеих сторон соединяемых частей, что в старых сооружениях далеко не всегда можно выполнить. Для выполнения заклепочных работ необходимо иметь на месте работ, помимо механического оборудования для сверления дыр, пневматическое для постановки заклепок, т. е. передвижную компрессорную установку для сжатого воздуха. В новых клепаных конструкциях большинство дыр продавливается на специальных прессах и работа обходится очень дешево, но когда дыры приходится сверлить, да еще легким переносным инструментом, то работа обходится очень дорого и подчас пришлось бы затратить весьма значительные средства даже на ремонт или усиление существующих сооружений.

Все эти затруднения почти отсутствуют при применении сварки вместо клепки. В усиливаемых звеньях никаких дыр сверлить не надо. Если по обстоятельствам работы необходимо иметь отверстия во вновь устанавливаемых частях, то они производятся в цеху, где в распоряжении производителя работ имеются все механические средства. Для соединения двух частей не требуется доступа с двух сторон, что значительно облегчает работу. Применение сварки не требует компрессорных установок и, самое главное, работы можно производить без перерыва движения, так как во время работы усиливаемые звенья не ослабляются дырами. Не менее важным фактором является также длительность выполнения работ, которая при сварке значительно меньше, чем при клепке.



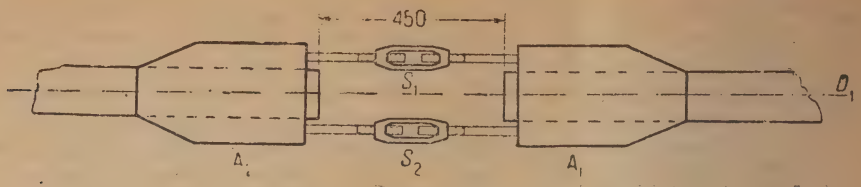
Фиг. 184.

Благодаря этим обстоятельствам сварка получила за последние годы очень сильное развитие при ремонте и усилении сооружений. Если в области применения сварки в новых конструкциях имелись и имеются еще противники, то в области вышеуказанных работ сварка получила почти повсеместное признание. Почти во всем мире правления железных дорог являются наиболее консервативными в деле применения сварки в новом подвижном составе и мостостроении, но в то же время при ремонте тех же изделий и сооружений сварка получила повсеместное развитие. Это доказывает, что сварка является тем единственным технологическим процессом, при помощи которого можно в наименьший срок и при наименьших затратах восстановить подвижной состав и устаревшие или изношенные сооружения.

Ниже приводим описание некоторых наиболее интересных работ, проведенных в Америке за последние два года.

На одном из заводов Дженераль Электрик К° имелся мостовой кран на 50 *т*. Ввиду сильно увеличившихся мощностей электромашин вес их возрос, и необходимо было усилить крановое оборудование до 125 *т*. Все части здания могли эту нагрузку воспринять, необходимо было только усилить подкрановые балки мостового крана. Эта работа была выполнена следующим образом: подкрановые балки коробчатого сечения (фиг. 184) были усилены ламмелями *А* размером 50×375 *мм*, приваренными к верхнему поясу балки двумя продольными швами. Ламмель *А* взята такой ширины, чтобы она перекрывала вертикальные стенки балки и поместилась между головками заклепок, соединяющими поясной

лист с уголками. Так как заклепки, соединяющие пояса с вертикальными стенками, не были рассчитаны на касательные напряжения от нагрузки в 125 *m*, то это слабое место тоже надо было усилить. Задача была разрешена тем, что вдоль кромок поясных уголков были наложены прерывистые швы. Помимо этого



Фиг. 185.

вертикальной стенке была придана большая жесткость вваркой между уголками жесткости промежуточных планок жесткости, вырезанных автогенным способом так, чтобы они прилегали как к вертикальной стенке, так и к поясам. Эти полосы жесткости были проварены по всему периметру.

Фиг. 186.

Этот кран под новой нагрузкой работает уже более года и никаких повреждений в швах или балках не отмечено.

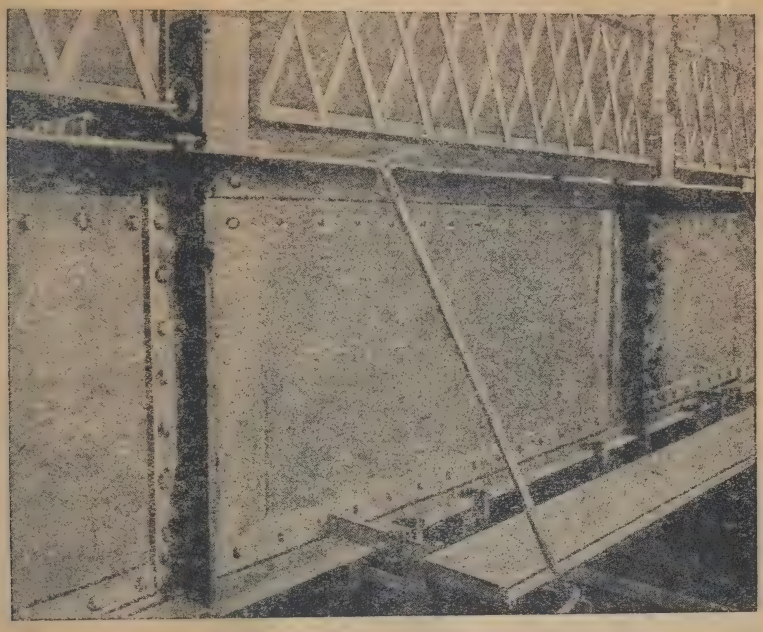
Другая интересная работа была проведена для усиления одного большого железнодорожного моста Пенсильванской железной дороги через реку Кискиминету около Питсбурга. В этом мосту диагонали с течением времени настолько растянулись, что уже больше не воспринимали на себя нагрузки. Это перегружало другие части моста, а потому необходимо было диагонали подтянуть. О применении заклепок или болтов для этой операции не могло быть и речи, так как дыры могли настолько ослабить сечение диагоналей, что они не выдержали бы нагрузки. Эта операция была очень остроумно проведена при помощи сварки. К диагоналям D были приварены стяжки A и A_1 с хомутами на двусторонней резьбе S_1 и S_2 (фиг. 185). После приварки стяжек с обеих сторон внутренняя часть диагонали была вырезана и поворотом хомутов диагонали были натянуты до необходимых размеров.

Фиг. 187.

Весьма интересные работы были также проведены в районе Нью-Йоркского железнодорожного узла. На фиг. 186 представлена работа по усилению моста № *M — 4 — A*, перекрывающего другую железнодорожную магистраль. Этот мост усилен приваркой новых ламмелей к нижним поясам балок. Для производства работ применен новый метод, запатентованный фирмой Лэк и Нельсон (Leake & Nelson Company) и состоящий в том, что электросварочные агрегаты устанавливаются на специальной платформе, на которой укреплен также поворотный помост. Для пропуска поездов по второму пути этот помост при помощи мотора быстро поворачивается на 90° и после прохода поезда снова возвращается в первоначальное положение.

На фиг. 187 показана вварка новых раскосов моста № 3 на 68-й улице в Нью-Йорке.

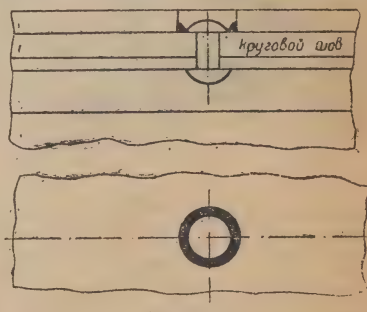
На фиг. 188 показан капитальный ремонт балок моста Моррис Гэйт (Morris Heights) в Нью-Йорке. В одном месте сильно проржавела вертикальная стенка, где и был вварен кусок нового листа. Так как под верхним поясным угольником проходит ряд заклепок, то чтобы новый лист мог плотно пристать к старому,



Фиг. 188.

в нем были просверлены отверстия против заклепок диаметром больше заклепочных головок и оба листа можно было скрепить круговым швом (фиг. 189).

После приварки листа просверленное отверстие заполняется дополнительно металлом и таким образом лист соединяется также с существующими заклепками. Размеры нового листа взяты так, что между кромками листа и угольников остается пространство в 10—12 *мм* для проварки продольных швов. Для лучшего соединения обоих листов посредине нового листа имеются прорези шириной 25 *мм* и длиной 75 *мм*, через которые листы посредине сварены впрорезь. Как видно, все операции проведены без того, чтобы хотя бы в одном месте ослабить стенку балки. К этим же балкам были приварены новые поясные листы. На фигуре видно, как эти листы прикреплены к нижнему поясу при помощи струбцинок и как устроен помост для работы сварщиков. Новый поясной лист выступает за кромки уголков на 10—12 *мм*, чтобы можно было наложить нижние швы.



Фиг. 189.

На фиг. 190 показаны работы по усилению моста № 32 10-й железной дороги Эри. При помощи сварки усилены как диагонали, так и оба пояса. Везде и всюду, где наложению листов или накладок мешали старые заклепки, применялся указанный метод рассверливания привариваемых деталей с последующей приваркой (фиг. 189).

Очень большая и интересная работа проведена для усиления железнодорожного моста через реку Миссури. Этот мост трехпролетный со сквозными параболическими фермами, из которых крайние имеют пролет по 100 *м*, а средняя

130 *м*. Мост был построен еще в 1893 г. и был рассчитан на живую нагрузку не более 4 400 *кг* на погонный метр и пропуск паровозов с давлением на ось не свыше 22 *т*. Ввиду увеличения веса паровозов и применения большегрузных вагонов мост необходимо было усилить, с тем чтобы довести живую нагрузку до 6 000 *кг* на 1 *пог. м* и давление на ось паровоза до 25 *т*. Для производства намеченных работ необходимо было поставить на месте свыше 45 000 заклепок и временно остановить движение.

Работа была поручена American Bridge C°, которая предложила применить сварку, что дало бы возможность провести работу в более короткий срок, без перерывов движения и более дешево. Прежде всего были усилены верхние пояса ферм приваркой листов 500 × 12,5 *мм* (фиг. 191). Ввиду большой ширины посредине новые поясные листы были сварены со старыми при помощи пробочных швов. Для этой цели в новых листах были просверлены отверстия ∅ 24 *мм* на расстоянии 300 *мм* друг от друга по оси пояса. Листы были сварены круговым швом 6 × 6 *мм*, а потом дыра была заполнена металлом.

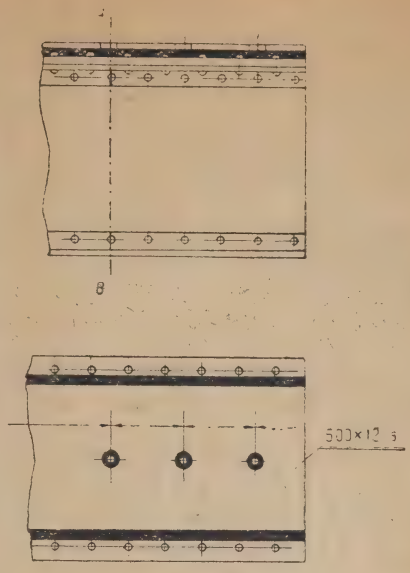
Фиг. 190.

Поперечные балки этого моста длиною 6 *м* состояли из вертикального листа и четырех поясных уголков (фиг. 192). Эти балки были усилены приваркой поясных листов к обоим поясам. Верхний лист был взят размером 250 × 14 *мм*, а нижний 350 × 10 *мм*. Эти размеры были выбраны так для того, чтобы швы, соединяющие новые листы с уголками, были бы нижними. С краев балок листы на протяжении около 500 *мм* были приварены сплошными швами, а затем прерывистыми швами длиною 40 *мм* на расстоянии 100—150 *мм* друг от друга. Прогоны имели сечение, аналогичное поперечным балкам, но меньших размеров. Для усиления нижнего пояса был взят лист 350 × 16 *мм* и приварен так же, как и в поперечных балках. Верхний пояс прогонов не мог быть усилен наложением нового листа, иначе пришлось бы удалить верхнее строение пути, а потому его усилили таким образом: срезали на некоторую длину уголки жесткости и прикрепили вторую пару уголков (фиг. 193). Ввиду неудобства приварки эти уголки были поставлены на заклепках.

Помимо описанных работ, за последние годы в Америке и других странах были проведены многочисленные работы по усилению мостов. В частности, только на работах по усилению моста через реку Сускеханна у города Гавр де Грас было добавлено около 1 500 *т* стали. Объем работ говорит сам за себя.

Рассматривая вопрос об усилении таких сооружений, как мосты, следует безусловно иметь в виду необходимость тщательного подсчета касательных напряжений в плоскости стыка новых деталей (в поясах), а также соответствующую

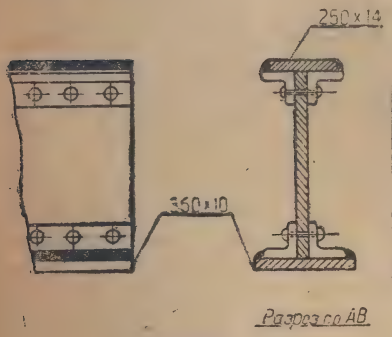
конструкцию стыковых соединений отдельных звеньев, работающих на растяжение. Так как стыковые соединения без накладок непригодны в мостовых растянутых звеньях, то поэтому накладки привариваются к звеньям фланговыми швами. Ниже приведена конструкция, примененная при усилении одного моста в Америке. Вместо фланговых швов применены швы впрорезь (фиг. 194).



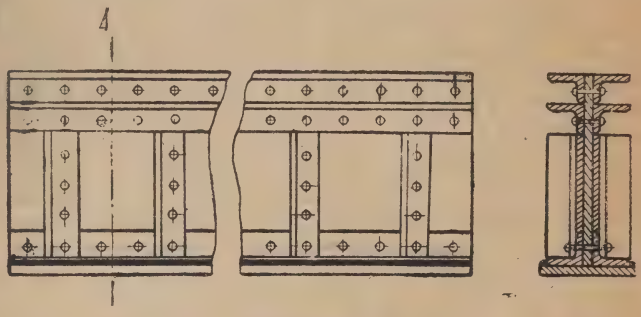
Фиг. 191.

Следует иметь в виду, что при усилении мостов без разгрузки последних от собственного веса части находятся под напряжением и следовательно имеют уже упругую деформацию. Если наварить новый металл при нормальной температуре, то нагрузка между новой и старой частями распределится неравномерно: старая часть будет под бо́льшим напряжением, чем новая. Чтобы выравнить эти напряжения, видный американский специалист проф. Мак Киббен рекомендует новые листы, накладываемые на растянутые части, предварительно нагреть. Температура—t нагрева определяется по формуле:

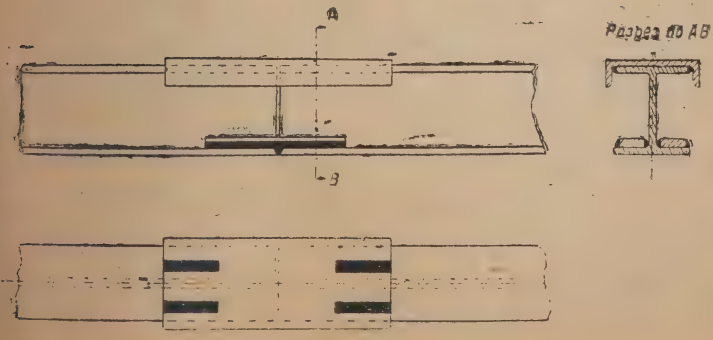
$$t^{\circ} = \frac{S}{EC},$$



Фиг. 192.



Фиг. 193.



Фиг. 194.

где: S—то напряжение, которое металл должен иметь по остывании, и равно уже имеющемуся напряжению в старом звене от собственного веса моста;

E—модуль упругости;

C — коэфициент линейного расширения металла.

XIII. Организация сварочных цехов и методы сварки

1. Характер здания и внутризаводской транспорт

Пока сварка носила подсобный характер, вопрос об организации сварочных цехов не имел актуального значения. В настоящее время сварка уже применяется как технологический процесс при изготовлении новых изделий. И успех производства будет в значительной мере зависеть от правильной организации сварочного цеха и надлежащего выбора методов сварки.

В отношении металлоконструкций мы не можем всецело опираться на опыт Европы и даже Америки, так как в этих странах масштаб применения сварки для изготовления металлоконструкций еще сравнительно невелик по сравнению с клепкой и нет еще постоянно действующих цехов специально для сварки. Сварка металлоконструкций является еще пока работой случайного характера, особенно сейчас, в момент глубочайшего промышленного кризиса и почти полного застоя в строительстве.

Для сварочных работ на металлопредприятиях обычно выделяются площади, предназначенные для других работ, и по миновании надобности они опять используются по своему назначению.

Совершенно иначе обстоит дело в СССР: для целого ряда металлозаводов пятилетним планом развития народного хозяйства намечено производство металлоконструкций при помощи сварки. Производственные задания этих заводов определяются десятками тысяч тонн и растут из года в год.

Сварочные работы для этих предприятий не будут случайными или даже спорадическими. И вопрос о правильной организации сварочных цехов является основой для правильного разрешения производственных задач предприятия. В этом вопросе, как и во многих других, нет надобности копировать все то, что делается за границей, но должно быть использовано максимально все, что может облегчить нам разрешить эту новую техническую задачу.

Хотя характер изготовляемых в Америке металлоконструкций значительно отличается от того, с чем придется встречаться на металлопредприятиях СССР, но это конечно не значит, что многие технико-экономические показатели не могут быть использованы при проектировании сварочных цехов.

Прежде всего следует остановиться на характере помещения. Опыт Европы и Америки показал, что для выполнения сварочных работ по сварке металлоконструкций можно вполне пользоваться заводскими помещениями нормального типа, то-есть такими же, какие строятся для производства клепаных конструкций.

При проектировании сварочных цехов надо только иметь в виду вопросы вентиляции и внутризаводского транспорта. Первый вопрос возникает в связи с тем, что при работе большого количества сварщиков помещение заполняется вредными для здоровья газами (особенно при применении некоторых сортов обмазанных электродов), почему для сварочных цехов вентиляция требуется в большей мере, чем для цехов, применяющих клепку. В данном случае параллель проводится между современными цехами для клепки, в которых применяются специальные печи для нагрева заклепок, а не дымящие кузнечные горны. Следует однако иметь в виду, что при сварке металлоконструкций совершенно нет надобности прибегать к специальным вентиляционным устройствам, а необходимо только позаботиться о постоянной естественной вентиляции. В этом случае благодаря значительному объему помещений создается вполне благоприятная обстановка для работы сварщиков.

Что касается внутризаводского транспорта, то он при сварке значительно сужен, так как отпадает целый ряд операций, при которых в клепаных конструкциях транспортные средства играют доминирующую роль. Отпадает совершенно подача изделий к прессам, сверлильным и фрезерным станкам. Не приходится, как при клепке тяжелых изделий, оперировать с подвесными гидравлическими или пневматическими клепальными машинами. Число необходимых операций при сварке меньше, а время пребывания детали или конструкции на данном

рабочем месте больше, чем при клепке. Все это должно быть учтено при проектировании кранового оборудования (по количеству, по мощности и расположению его в цехе).

Правильное решение этой задачи будет зависеть от характера производства данного предприятия (стандартное, серийное, единичное) и степени разработки технологического процесса. Только зная заранее производственные потоки, распланированные в пространстве и во времени, можно надлежащим образом выбрать внутризаводские транспортные средства. Можно в общем указать, что для обслуживания цехов по производству сварных металлоконструкций необходимы, с одной стороны, краны для передвижения вдоль цеха, начиная от подачи сырья и кончая выпуском готовых изделий, и транспортные устройства для подъема и поворота изделий над рабочим местом. Для первой задачи вполне приспособлены мостовые краны, а для второй — поворотные с электрической кошкой. Подача мелких частей может производиться на электрокарах или ручных тележках. Выбор того или другого рода транспорта будет зависеть от величины оборота и экономичности данного вида внутризаводского транспорта.

При разрешении вопроса о внутризаводском транспорте следует также учесть и методы работы, т. е. будет ли сварка производиться вручную или автоматами. В первом случае, как это будет видно из дальнейшего, в сварочном цехе не будет никаких постоянных установок, мешающих внутризаводскому транспорту, а во втором — придется учитывать площадь и высоту, занимаемую автоматами, чтобы обеспечить свободное продвижение материалов и полуфабрикатов вдоль цеха.

2. Площади

Весьма важным моментом при организации сварочных цехов является вопрос о необходимой рабочей площади. Можно определенно сказать, что опытных данных по этому вопросу еще не имеется и к разрешению его приходится подходить ощупью. Исчислять необходимую площадь по тоннажу совершенно немыслимо, так как она, с одной стороны, измеряется количеством и геометрическими размерами изделий, а с другой,—длительностью пребывания изделия на разных операциях. Если бы приходилось сваривать идентичные изделия (одни стропильные фермы или одни двутавровые балки и т. п.), то можно было бы еще говорить о необходимой площади на тонну изделий; когда же приходится сваривать различные по конфигурации и характеру сварки изделия, нельзя прибегнуть к такому измерителю.

Для разрешения этой задачи приходится учитывать следующие моменты:

а) Площадь рабочих мест и их расположение в цеху

Площадь рабочего места определяется геометрическими размерами свариваемого изделия, площадью, занимаемой оборудованием, площадью для запаса частей, ожидающих сварки, и площадью для хранения полуфабриката до следующей операции или до вывоза из цеха.

Геометрические размеры изделий являются объектом производственного задания, а потому необходимо предусмотреть возможность сварки всех изделий данного типа, входящих в производственное задание. Если эти изделия отличаются не только по конфигурации элементов, но и по габариту, то лучше предусмотреть отдельные рабочие места для изделий с большой разницей в габаритных размерах.

Это будет лучше также в смысле более рационального обслуживания рабочих мест транспортными средствами.

Что касается оборудования, то в больших сварочных цехах при сварке вручную придется учесть площадь для установки многопостных агрегатов, но не придется учитывать дополнительную площадь на каждом рабочем месте в отдельности. При сварке же автоматом придется учесть площадь, занимаемую автоматом, которая и будет фактически площадью рабочего места.

В отношении хранения материалов и полуфабрикатов до и после операции вопрос должен быть продуман не в меньшей, если не в большей мере, чем о рабочем месте. Минимум мертвого запаса — это идеал, к которому надо стремиться, но который далеко не всегда можно осуществить, а потому необходимо предвидеть достаточно места для хранения. Неправильное решение этой задачи приводит к тому, что в плохо запроектированных рабочих местах образуются пробки, и для разгрузки прибегают к бесплановому перемещению деталей на свободные в данное время места в цеху. Такая работа невероятно загружает краны и задерживает производственный цикл. Вполне понятно, что все это находит отражение в себестоимости. Необходимо предусмотреть порядок хранения и положение материала или полуфабриката: на полу цеха, на штабелях, в горизонтальном или вертикальном положении, а также в каком порядке хранимые части пойдут на сварку, чтобы не приходилось из-под наложенных частей вытаскивать то, что потребуется в первую очередь.

Все эти моменты как будто являются общеизвестными, но рациональное использование площади является вопросом глубокого изучения производственного процесса, и в таких случаях именно рекомендуется как следует использовать все то, что уже известно, чтобы не повторять ошибок предшественников. Тем более это следует учитывать при организации сварочных цехов, не имеющих в прошлом накопленного многолетнего производственного опыта. Что же касается длительности пребывания детали на рабочем месте, то это будет зависеть от количества швов, т. е. от их общей длины, длины отдельных швов (короткие или длинные), размеров поперечного сечения, расположения швов в пространстве (нижний, горизонтальный и т. п.) и методов сварки (ручная или автоматом).

б) Площадь заготовительного цеха

При рассмотрении рабочих площадей мы имели в виду только площадь, на которой производится сварка. Но для того чтобы части сваривать, необходимо ранее заготовить материал по размеру. Для сварочных цехов, изготовляющих металлоконструкции, лучше операции заготовки отделить от сварки. При пользовании листовым металлом или длинными отрезками прокатного металла очень неудобно оперировать заготовками в сварочном цехе. Остатки материалов занимали бы лишнее место и мешали работе, а потому наиболее рациональным следует считать предварительную заготовку материала до поступления в сварочный цех. Не предопределяя места расположения заготовительного цеха, следует считать наиболее рациональным его расположение в непосредственной близости от места хранения металла и от сварочного цеха. На некоторых американских заводах железнодорожные пути для подвозки металла устроены так, что платформы находятся на уровне пола мастерской, что значительно облегчает нагрузку и выгрузку металла. Необходимая площадь заготовительного цеха определяется количеством станков, их габаритами и площадью для хранения металла до и после заготовки.

в) Площадь малярной

Ввиду того что сварные металлоконструкции нельзя окрашивать или даже грунтовать до сварки, приходится все необходимые операции по окраске произвести после сварки. Так как часто приходится изделия красить два раза, то это должно быть учтено при исчислении площади. На некоторых американских заводах применяется окраска изделий непосредственно в сварочном цеху. Окраска производится пульверизацией. Этот метод работы очень выгоден с точки зрения экономии площади и транспортных средств, но не всегда может быть допущен с точки зрения охраны труда, так как окраска пульверизацией должна производиться в закрытых кабинках с сильной вытяжной вентиляцией.

г) Площадь для сварочного оборудования

Под этим оборудованием я понимаю моторгенераторы для питания рабочих мест электроэнергией. Площадь, занимаемая этими машинами (при применении многопостных агрегатов), настолько незначительна по сравнению с общей необходимой площадью сварочного цеха, что ее можно совершенно не принимать во внимание при исчислении общей площади. Обыкновенно эти машины устанавливаются между колоннами подкрановых путей либо на специально устраиваемых галлереях выше уровня пола, так что они фактически не занимают рабочей площади. Если по каким-либо причинам желательно разместить все электросварочное оборудование в отдельном помещении, то необходимо примерно предусмотреть по 10 $м^2$ на агрегат, обслуживающий 20 сварщиков, работающих вручную.

3. Выбор оборудования

При выборе оборудования следует иметь в виду нижеследующее:

а) род тока,

б) мощность агрегатов;

в) методы работы: ручная сварка, полуавтоматы и автоматы.

а) Род тока

Для большинства европейских стран и особенно для Америки первый вопрос отпадает: для сварки металлоконструкций почти повсеместно применяется постоянный ток. Нигде в регламентах не имеется прямого запрещения применения переменного тока, но вместе с тем никто не пользуется для указанных целей аппаратами переменного тока. Вполне понятно, что это не может служить достаточным основанием к тому, чтобы и в СССР совершенно не применять переменного тока, тем более, что у нас уже сейчас работает не менее 50% машин переменного тока. Однако при разрешении той или иной конкретной задачи придется взвесить все доводы за и против переменного тока. Здесь мы отметим только некоторые основные моменты, выдвигаемые сторонниками и противниками переменного тока:

1. Аппараты переменного тока дешевле.
2. » » » легче и более портативны.
3. » » » требуют меньшего ухода.
4. Коэфициент полезного действия трансформаторов выше, чем мотор-генераторов.
5. При переменном токе обязательно пользование обмазанными электродами.
6. Переменный ток дает неравномерную нагрузку сети.
7. При переменном токе нельзя использовать преимуществ неравномерного распределения тепла между полюсами.
8. Работа переменным током требует большего напряжения от сварщика для поддержания дуги.
9. При работе обмазанными электродами трудно получить наплавленный металл без шлаковых включений, особенно при наложении швов в несколько слоев.

При проектировании сварочных цехов придется в основном принять во внимание следующие моменты:

1. Первоначальные затраты на оборудование.
2. Производительность оборудования.
3. Эксплоатационные расходы.
4. Качество швов.

1. В отношении первоначальных затрат следует иметь в виду, что соотношение между стоимостью трансформаторов переменного тока и однопостных генераторов постоянного тока примерно как 1 : 3. Однако было бы совершенно неправильно положить в основу подсчета это соотношение в стоимости оборудования, так как для оборудования больших цехов очень часто рациональнее будет пользоваться многопостными агрегатами постоянного тока. При этом условии соотношение в стоимости оборудования одного поста будет не более, чем 1 : 2, или даже меньше.

2. В отношении производительности оборудования следует указать, что постоянный ток имеет преимущество перед переменным в том отношении, что отпадает операция по очистке швов от шлака, отнимающая в среднем не менее 10%

времени сварки. Более спокойная дуга и меньшая напряженность сварщика также повышает его производительность. Однако этот факт имеет большее значение при сравнении качества, чем количества работы.

3. В отношении эксплоатационных расходов следует иметь в виду, что они составляются из: a) стоимости электроэнергии, b) стоимости электродов, c) стоимости амортизации, d) стоимости ухода за машиной.

Ввиду более высокого коэфициента полезного действия трансформаторов расход электроэнергии на один человеко-час меньше при переменном токе, чем при постоянном, а именно в среднем можно считать при переменном токе 3—4 kWh; при постоянном токе 5—6 kWh.

Разница в расходе на электроэнергию получалась только тогда, если электростанции не назначали повышенного тарифа за пользование однофазными трансформаторами, что имеет место в некоторых странах. При средней стоимости электроэнергии в 5—7 копеек за киловатт-час возможная экономия составляет 10—14 копеек в час. Стоимость обмазанных электродов по сравнению с голыми весьма различна и для некоторых специальных сортов превосходит таковую в 5—6 раз.

Для СССР можно принять разницу в стоимости 15 копеек на 1 *кг* при легко обмазанных электродах типа Кьельберга заводского изготовления.

Стоимость амортизации и ухода за машиной при переменном токе меньше. Учитывая однако все эти факторы, можно заключить, что эксплоатация при переменном токе даже при одном и том же тарифе на электроэнергию обойдется немного дешевле, чем при постоянном токе, особенно, если будут применяться многопостные мотор-генераторы.

4. В отношении качества швов имеется масса самых противоречивых данных испытания. Следует считать, что этот вопрос, как и вообще весь комплекс сомнений в преимуществах того или другого тока, должен быть предметом срочного изучения союзных научно-исследовательских институтов, так как СССР наиболее заинтересован в объективном освещении данного вопроса.

б) Мощность агрегатов

Что касается мощности агрегатов, то этот вопрос относится главным образом к машинам постоянного тока, хотя можно и при переменном токе иметь трансформаторы на несколько постов. Для работ в цехе, особенно в больших цехах, наиболее подходящими являются многопостные мотор-генераторы постоянного напряжения. Если при однопостных генераторах необходимо для каждого сварщика установить агрегат силой тока не менее 200 A, то (как показала практика) при многопостных агрегатах можно в среднем считать для одного сварщика, работающего вручную, не более 100 A, а для одного автомата в среднем 300 A. За границей применяются агрегаты в 750, 1000, 1500, 2000 A. В СССР намечены к производству агрегаты на 1000 и 2000 A. Ввиду того что не все сварщики работают одновременно, а машины должны допускать кратковременные перегрузки до 100% от номинальной мощности при применении многопостных агрегатов получается очень хорошее использование оборудования.

Для более точного подсчета экономичности одно- или многопостных генераторов можно принять, что в среднем расход электроэнергии на один человеко-час работы при однопостных генераторах равен 4—5 kWh, а при многопостных 6—7 kWh. Разница зависит от напряжения холостого хода и качества исполнения машины. В общем можно считать, что при многопостных агрегатах расход энергии на 40—50% больше. При работе в одну смену следует принять в расчет 2000 часов годовой работы, при двух сменах 3750 часов и при трех сменах 5000 часов. Считая, что при многопостных агрегатах за час работы расходуется лишних 2 kWh энергии, получаем соответственно перерасход в 4000 kWh при односменной работе, 7500 kWh при двухсменной работе, 10 000 kWh при трехсменной работе.

Денежный перерасход будет зависеть от стоимости энергии в данном месте и будет различным для разных районов. Что касается первоначальных затрат, можно грубо принять, что при однопостных машинах оборудование одного поста

обходится в 3000 рублей, а при многопостных (не менее 1000 А) — около 1200 рублей на одного сварщика. При сравнении экономичности следует также учесть стоимость ухода и ремонта, стоимость занимаемой машинами площади как в смысле первоначальных затрат, так и падающую на нее часть накладных расходов (отопление, освещение и т. п.).

При стоимости энергии не свыше 8 копеек за киловатт-част их трехлетнем сроке амортизации полной стоимости оборудования можно принять, что при одно- и двухсменной работе безусловно выгоднее установить многопостные машины, а при трехсменной работе условия почти одинаковы по стоимости. Растягивать амортизацию на больший срок при современном быстром прогрессе техники не следует.

в) Методы работы

Выбор методов работы зависит главным образом от производственного задания. Применение автоматов дает большую производительность, но не во всех изделиях можно и целесообразно применять автоматы. В решетчатых формах например совершенно нельзя применять автоматы, а в двутавровых сварных балках можно, но не всегда целесообразно.

Если количество производимых балок достаточно для загрузки автомата, то в этом случае целесообразна его установка; если же таких работ мало, то экономия на рабсиле на некотором количестве балок не покроет излишних расходов на автомат и особенно на занимаемую им площадь в цехе. Средним решением является применение полуавтоматов, которые применимы почти для всех работ и дают выигрыш во времени примерно 10—12% и экономию на электродах около 10%, так как нет ни потери времени на смену электродов, ни потери на огарки.

4. Организация сварочных работ

а) Общие принципы

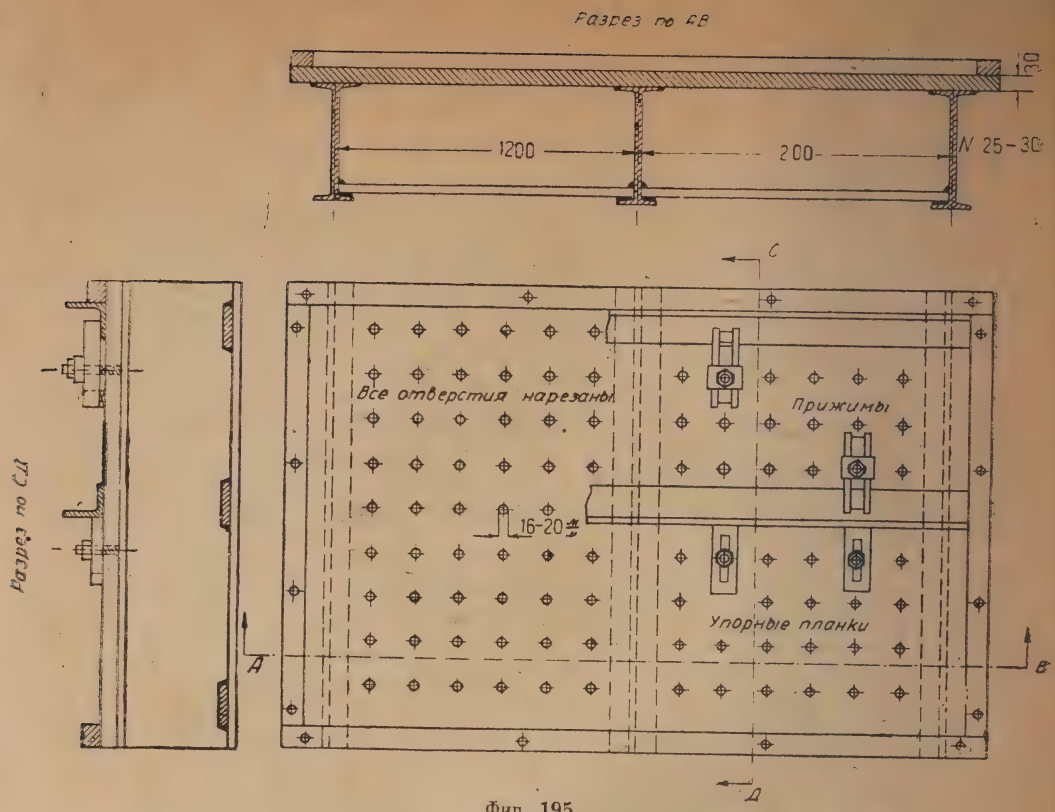
Выше уже было указано, что производство сварных металлоконструкций имеет свои специфические особенности, влияющие не только на конструкцию изделий, но и на методы проведения отдельных операций. При сварке значительно сокращается количество операций, но зато по времени некоторые из них более длительны, чем при клепке. Чтобы наиболее рационально использовать новый метод соединения металлов, необходимо по возможности сократить длительность отдельных операций и тем самым ускорить производственный цикл. Особенное внимание должно быть обращено на сборку сварных металлоконструкций, так как эта операция коренным образом отличается от таковой при клепаных конструкциях.

В последнем случае, до того как отдельные звенья поступают на сборку, они проходят целый ряд операций по разметке отверстий, продавке и раззенковке последних, но зато это значительно упрощает самую сборку. Если дыры для заклепок поставлены с достаточной точностью, то они сами служат кондуктором для сборки.

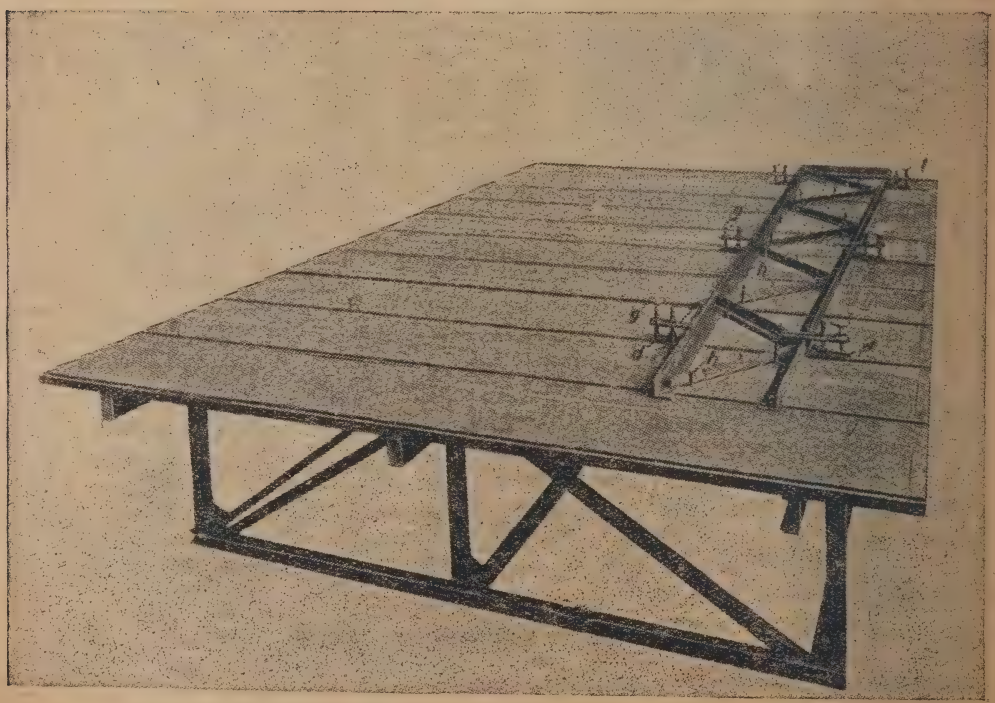
Совершенно иное положение мы имеем при сборке сварных конструкций: для правильного размещения сочленяемых стержней требуется затрата бо́льшего количества времени, чем при клепке. Применяемые на практике струбцинки или аналогичные зажимы служат только для фиксации положения соединяемых элементов, но не являются кондукторами при сборке. Очевидно, этот новый процесс требует разработки специальных приспособлений для облегчения операций по сборке конструкций и сокращения потребного для этого времени. Род приспособлений будет зависеть от характера и объема производства. Ниже приводим описание некоторых приспособлений, применяемых в Европе и Америке при сборке металлоконструкций.

б) Плиты для легких конструкций

Плита представляет собой железный лист толщиной около 30 *мм*, уложенный на двутавровых балках № 25—30 (фиг. 195). Расстояние между балками 1000—1200 *мм*. В плите имеются нарезанные отверстия ∅ 15—20 *мм* на расстоянии 100 *мм* друг от друга. При помощи нарезанных болтов и указанных от-



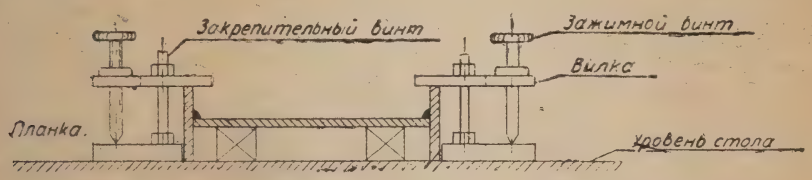
Фиг. 195.



Фиг. 196.

верстий в плите на последней укрепляются упорные или направляющие кулачки в зависимости от конфигурации конструкций. Для закрепления отдельных стержней применяются скобы с болтами, входящими в отверстие плиты. Когда имеется ряд одинаковых изделий, то раз укрепленные кулачки служат кондукторами для раскладки стержней всех свариваемых конструкций, и они остаются на плите до полного окончания работы.

Другая конструкция стола (фиг. 196) предложена германской фирмой Брест и К° в Берлине. На сваренной из сортового железа раме уложены продольные балочки из швеллеров. На этих швеллерах в поперечном направлении на расстоянии примерно 400 *мм* уложено фасонное железо *C* с ⊥-образным желобом для головки болта. Эти поперечные балочки *C* скреплены с продольными швеллерами болтами, проходящими через обе балочки в месте их пересечения. Пространство между поперечными фасонными балочками *C* заполнено деревянными досками, уложенными заподлицо с балочками. Эти доски тоже прикреплены болтами к швеллерам (болты впотай). Таким образом поверхность стола представляет собой нормальную плиту с ⊥-образными прорезями для установки закрепительных болтов, с той только разницей, что поверхность стола в значительной своей части деревянная, а не металлическая. Кругом стол обшит железным угольником для предохранения от износа при укладке и съемке конструкций. Для того чтобы фиксировать положение звеньев и закрепить их на месте, в ⊥-образные прорези фасонных балочек *C* вставляются комбинированные зажимы, состоящие из нижней планки *d*, закрепительного болта *e*, нажимной вилки *f* и нажимного винта *g*.



Фиг. 197.

Планка *d* служит только для фиксирования положения основных звеньев решетчатой фермы, и для этой цели она при помощи болтов *e* и находящейся поверх планки гайки затягивается намертво в местах на столе в соответствии с конфигурацией фермы. Для прижима звена к столу служит вилка *f*, которая прижимается нажимным винтом *g*. Таким образом фиксируется положение поясов для основных стержней. Для укладки промежуточных стержней служат направляющие штифты *h*, ввинченные в деревянные доски стола. На фиг. 197 показан метод укрепления на подобном столе сварной двутавровой балки.

Сравнение обеих конструкций столов не говорит в пользу последней по следующим основаниям:

1. Конструкция стола Брест и К° позволяет сваривать очень небольшие детали или весьма легкие конструкции.

2. Комбинированные зажимы фиксируют положение и закрепляют только основные звенья, а для промежуточных имеются лишь направляющие шпильки. Для того чтобы прижать раскосы к поясам, необходимы дополнительные приспособления, установка которых на этом столе весьма затруднительна.

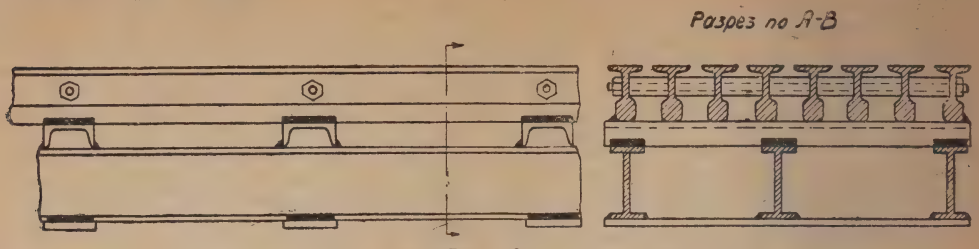
3. Поверхность стола — из дерева, что представляет опасность в пожарном отношении, и помимо того, она будет подвержена быстрому пригоранию от нагретых звеньев и брызг расплавленного металла.

4. При изменении конфигурации изделий придется каждый раз сверлить дыры в другом месте стола, что потребует частой смены деревянной обшивки.

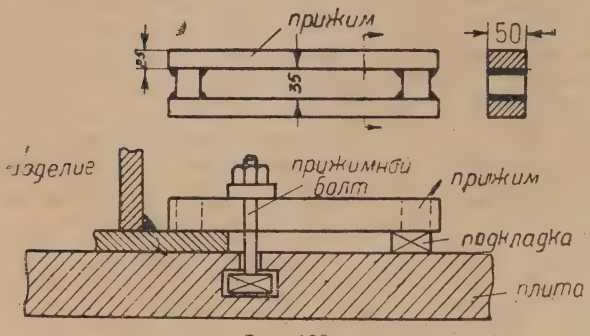
в) Плиты из рельсов и швеллеров

На некоторых заводах в Германии для укрепления деталей применяются изображенные на фиг. 198 плиты из рельсов и швеллеров. Конструкция их весьма проста и не требует особых пояснений. Для укрепления деталей на поверхности

плиты укрепляются болтами упорные кулачки. По миновании надобности они легко снимаются. Для прижима применяются нормальные прижимные скобы с болтами (фиг. 198а).



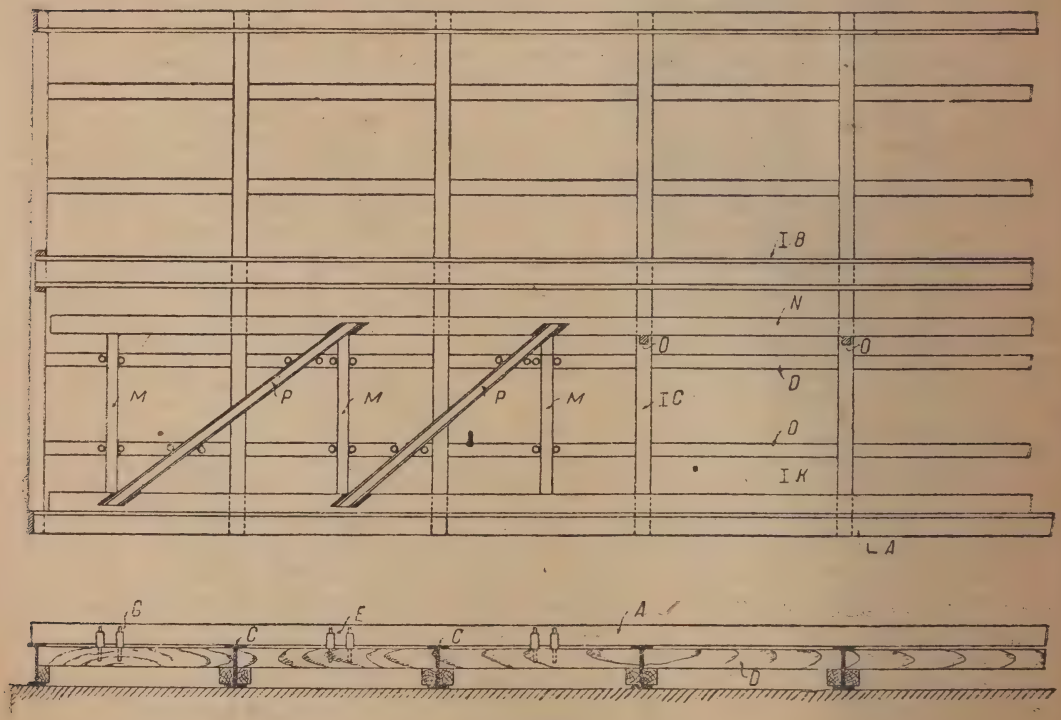
Фиг. 198.



Фиг. 198а.

г) Стенды для тяжелых ферм

Для сварки тяжелых ферм с параллельными поясами в Америке на заводе Американ Бридж Компани была применена следующая конструкция стола (стенда). На полу цеха были уложены 380-*мм* двутавровые балки *C* (фиг. 199), и поверхность всех уложенных балок была проверена по уровню, чтобы она была строго горизонтальной. По краям балок



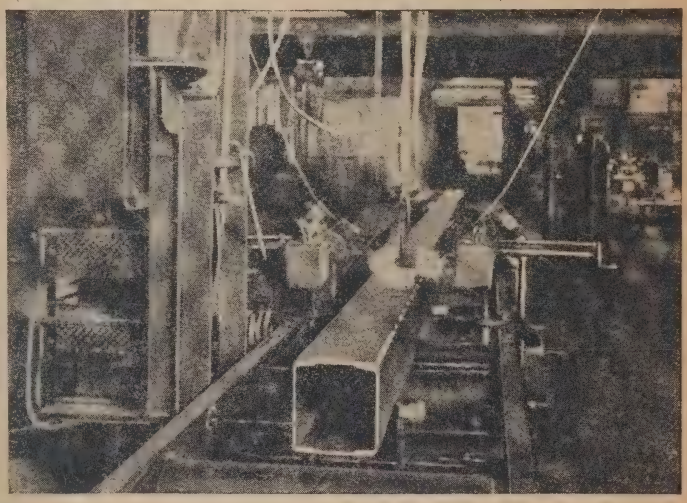
Фиг. 199.

были приварены 200-*мм* угольники *A* 200 × 200 × 19 *мм*, а посредине широкополая двутавровая балка *B*. Между двутавровыми балками *C* были уложены деревянные прогоны *D*. Последние служили для установки на них направляющих роликов *E*. Ролики были изготовлены из ввинченных в прогоны *D* железных

стержней ∅ 20 *мм* и надетого поверх них отрезка газовой трубы. Для сборки фермы сперва укладывался один пояс *K* (балка типа Карнеги) и вплотную придвигался к упорному угольнику *A*. Затем по направляющим роликам были установлены стойки из нормальных двутавровых балок, входящих между фланцами поясов, и устанавливался второй пояс *N* параллельно первому. Это можно было проверить шаблоном или предварительной проваркой на поверхности балок *C* упоров *O*. Раскосы из швеллеров укладываются в последнюю очередь. Если нужно было прижать раскосы, то применялись нормальные струбцинки. Этот стол весьма прост по конструкции и может быть приспособлен для сборки ферм любой конструкции. Деревянные балки в данном случае опасности не представляют, так как сварка производится вне пределов этих балок.

Описанные конструкции являются только примерными и ни в какой мере не могут считаться образцовыми. Конструкцию приспособлений следует выбрать в зависимости от характера производства. Важно только отметить, что в связи со специфическими затруднениями при сборке сварных конструкций необходимо об этом подумать уже при конструировании самих изделий.

Помимо применения приспособлений для сварки весьма важным является также вопрос о том, кто производит сборку: сам ли сварщик или специально назначенные для этого сборщики. По этому вопросу тоже имеются разноречивые мнения. Одни считают, что при сварке ответственных изделий необходимо стремиться к тому, чтобы в работе участвовало по возможности меньше людей; тогда каждый из работающих чувствует большую ответственность за выполняемую им работу. Другие считают, что при правильном разделении труда можно добиться лучшей производительности и помимо этого можно лучше использовать сварочное оборудование, что в наших условиях будет правильнее.



Фиг. 200.

Так же как и в вопросе о выборе приспособлений, это не может служить правилом, и в зависимости от характера работ и загрузки оборудования должно быть принято то или иное решение. При сварке на автоматах безусловно необходимо в основу положить полную загрузку автомата, сборка должна быть обеспечена до поступления деталей на автомат (если только само приспособление для сборки не составляет части автомата). Пример такого случая приведем ниже.

На заводе Миссисипи Валей Струкчурал Стиил Компани около Чикаго установлен автомат для сварки балок и колонн. Общий вид этого автомата представлен на фиг. 200. Автомат имеет стол длиною 20 *м*, состоящий из роликов длиною 900 *мм*, поставленных на расстоянии 1500 *мм* друг от друга по оси стола. Эти ролики имеют на концах шейки для вращения в подшипниках, прикрепленных к двум продольным балкам стола. Ролики приводятся в движение от мотора при помощи цепной передачи.

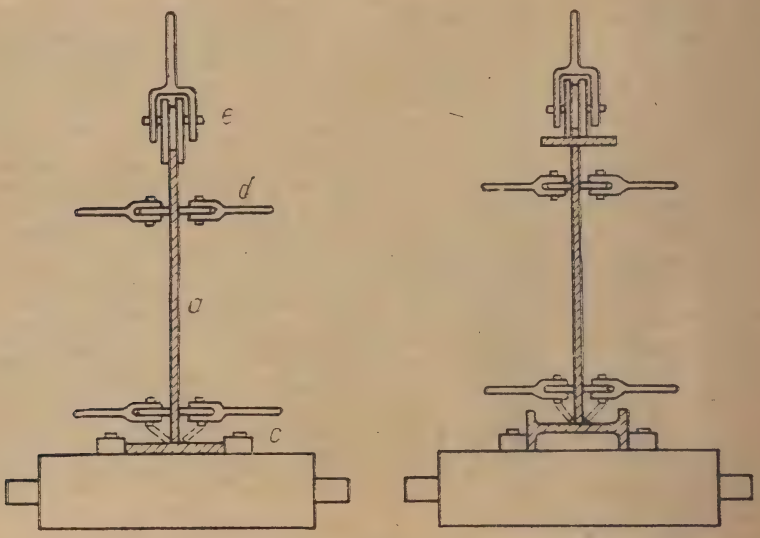
Скорость движения роликов может быть изменена в зависимости от режима работы или при работе автомата вхолостую.

Автомат имеет две сварочные головки, укрепленные неподвижно по бокам стола, а свариваемый предмет передвигается по отношению к сварочным головкам. Для укрепления свариваемых деталей на столе имеются горизонтальные роли-

ки *C* (фиг. 201) и по бокам горизонтальные ролики *d*. Эти ролики сменные и могут быть установлены в зависимости от размеров и конфигурации изделия. Для прижима привариваемой части *a* к основанию над столом в плоскости расположения головок имеется вертикальный нажимной ролик *e*.

Таким образом стол автомата является сам по себе тем приспособлением, которое применяется для сборки. До поступления на автомат части должны быть нарезаны по размерам, а все остальное производится на автомате. На означенном автомате можно варить и непрерывные и прерывистые швы, причем в последнем случае можно делать швы длиною от 25 до 150 *мм* с промежутками между ними от 75 до 700 *мм*. Скорость сварки при наложении швов валиком размером 10×10 *мм* в среднем равна 7,5 *м* в час для каждой головки. Все управление автоматом — электрическое, так что сварщику остается только наблюдать за работой.

Другой тип автомата представлен на фиг. 202. В данном случае метод работы как раз обратный, т. е. изделие остается неподвижным, а автомат, имеющий конструкцию козлового крана, передвигается вдоль стола, на котором уложено свариваемое изделие. Последнее до поступления на автомат должно быть



Фиг. 201.

предварительно собрано и скреплено схватками. Автомат передвигается вдоль стола от электромотора, установленного на козлах и приводящего во вращение (через системы зубчатых колес и червячных передач) катки козел (фиг. 202). Скорость передвижения может быть регулируема.

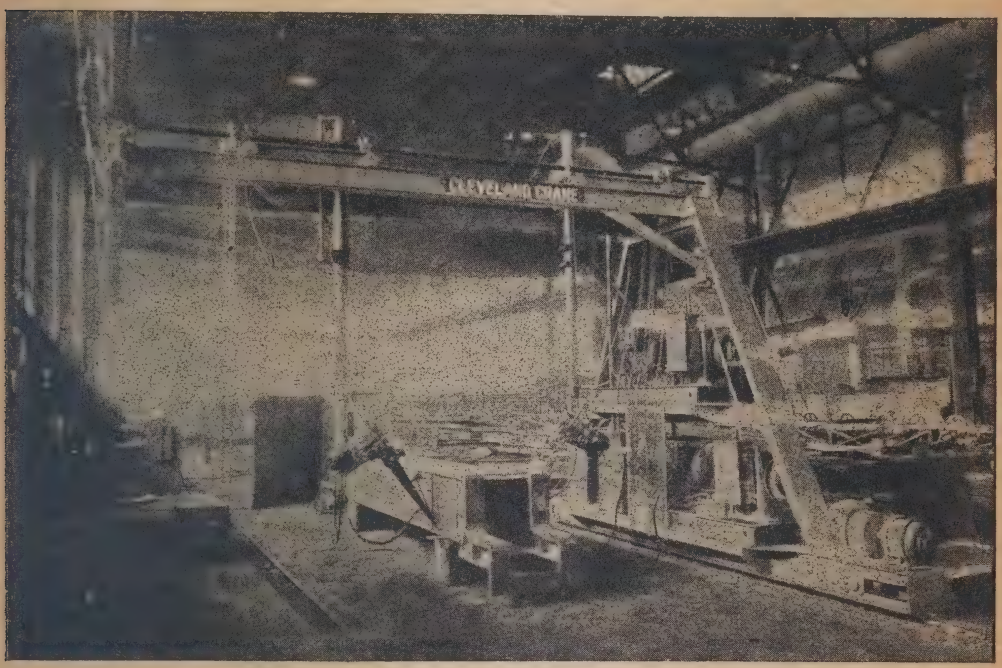
Этот автомат тоже имеет две головки и установлен на заводе Кливлэнд Крейн Компани.

5. Надзор и контроль

Технический контроль является весьма важным элементом в любом производстве, но еще более важное значение он имеет в сварочных цехах. Дело в том, что для других методов обработки металлов практикой давно выработаны методы контроля и нет никаких затруднений в определении качества работы. Совершенно другое мы имеем при сварке: до сего времени нет еще заводских методов проверки качества швов. Все предложенные до сего времени методы (рентгеновские лучи, магнитный, электромагнитный, акустический, гамма-лучи) носят скорее лабораторный, чем заводской характер, и не могут быть применены в повседневной работе. При таких условиях приходится совершенно изменить методы техниче-

ского контроля, вводя постоянный надзор за работой в различных ее стадиях и периодически проверяя квалификацию лица, ее выполняющего. Для того чтобы достигнуть хороших результатов, необходимо, чтобы этот принцип контроля был распространен сверху донизу. Так же как для получения точно обработанной детали необходимо на чертеже отмечать допуски и пригонки, так и при сварке необходимо точно указать на чертеже род соединения, конструкцию шва, угол скоса, прерывистость, длину шага и т. п. Без этих точных указаний многие основные моменты надежности конструкций будут предоставлены усмотрению малоквалифицированного в расчетах сварщика.

Равным образом вопрос о расположении швов, количестве слоев, амперажe и т. п. должен быть решен людьми вполне компетентными в этом вопросе. Только при таком подходе к контролю можно будет применить сварку в самых ответственных конструкциях, не опасаясь за результаты.



Фиг. 202.

В этом направлении идет теперь работа в Европе и Америке. На всех больших заводах, широко применяющих сварку, разработаны свои нормали в зависимости от характера продукции, и сварщику остается только быть хорошим исполнителем.

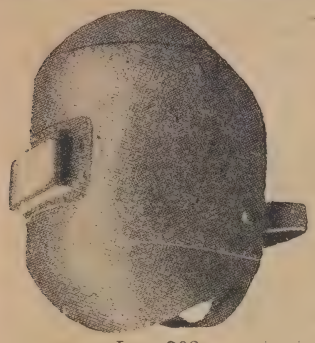
Наблюдающие в цехах инструкторы следят за выполнением работы в процессе изготовления изделий, и окончательная приемка сводится только к внешнему осмотру швов и проверке их размеров специальными шаблонами. В случае сомнения в качестве шва инструктор может предложить вырубить его, но таких случаев мало.

Самое важное, что сварщики к ответственным работам допускаются только после предварительного испытания. Периодически для всех сварщиков устраиваются контрольные испытания с занесением в книгу результатов испытания. Бывает много случаев, когда сварщики с многолетним стажем направляются снова в сварочную школу для усовершенствования. Это правило распространяется также и на инструкторов, если почему-либо обнаруживается недостаточная их компетентность.

6. Охрана труда

В сварочных цехах вопросы охраны труда сводятся главным образом к вентиляции помещений и рабочих мест, защиты зрения и голых частей тела от вредного влияния лучей и брызг расплавленного металла. Что касается вентиляции, то выше уже было сказано, что в цехе для сварки металлоконструкций имеется всегда большой объем воздуха и при хорошей естественной вентиляции сварочные цеха для металлоконструкций не нуждаются в отсасывающих устройствах над рабочим местом.

Так как у нас в СССР большое применение имеет переменный ток, а следовательно и обмазанные электроды, то должно быть произведено исследование газов, выделяемых при сгорании обмазки. Это тем более важно, что почти каждый завод занимается изготовлением электродов, в состав обмазок кладут всевозможные химические элементы и нет гарантии в том, что выделяемые при сгорании газы не вредны для здоровья сварщиков. В отношении защиты зрения сварщиков повсеместно применяются стекла, не пропускающие ни инфракрасных, ни ультрафиолетовых лучей. Выпускаемые стекла проверяются в лабораториях, где устанавливается их пригодность для сварки. За границей имеют большое применение головные шлемы (фиг. 203 и 204), а не ручные щитки.

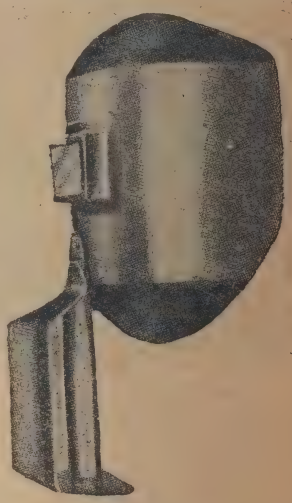


Фиг. 203.

Применение шлема освобождает руку сварщика и повышает его производительность. В хорошо сконструированных шлемах обеспечена защита глаз, лица и открытой части шеи. Ни в коем случае не допускается применение щитков или шлемов из металлов. Для защиты рук и тела применяются рукавицы и передник из несгораемого материала.

Защита зрения рабочих распространяется на всех работающих в данном цехе. При сварке металлоконструкций невозможно работу разместить в отдельных кабинках. Да и при других работах это не всегда соблюдается. Для защиты зрения от яркого света дуги все работающие в сварочном цеху должны носить специальные защитные очки. Они же служат для защиты от брызг, осколков шлака и т. п. загрязнений. В отдельных случаях сварщики отгораживаются друг от друга переносными щитками. Автоматы, у которых дуга работает почти все время, отгораживаются сплошными щитами или занавесками.

В вопросах охраны труда нам необходимо будет более тщательно разработать все мероприятия по охране здоровья и особенное внимание обратить на защиту зрения рабочих.



Фиг. 204.

7. Техническое нормирование

Правильная постановка технического нормирования имеет при сварочных работах особо важное значение. Многие иностранные специалисты считают, что при сварке получаются такие значительные экономические выгоды, что необходимо больше следить за качеством работы, чем за количеством.

Ввиду новизны процесса необходимо воспитать в массах сварщиков стремление к улучшению качества работы и этим обеспечить дальнейшее развитие сварки в более ответственных конструкциях. Слишком жесткие нормы заставили бы сварщиков работать с большим напряжением, что несомненно отразилось бы на качестве работы.

Это мнение основано на опыте больших американских сварочных цехов и безусловно заслуживает внимания. Сварка металлоконструкций дает нам очень боль-

шие выгоды в экономии металла и стоимости продукции, почему чрезвычайно важно при подходе к техническому нормированию обратить должное внимание на качество работы.

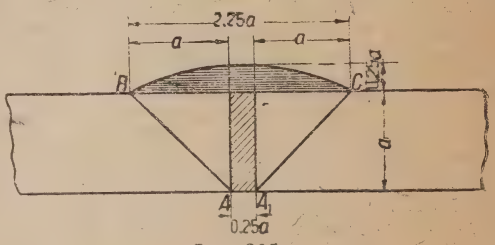
При назначении норм можно исходить из длины швов в единицу времени или количества наплавленного металла. В том и другом случае необходимо учитывать род шва и его поперечное сечение, расположение швов в пространстве, их длину (каждого шва в отдельности), род тока, качество и размер электродов. Особые нормы устанавливаются только для вертикальных и потолочных швов, причем последние встречаются очень редко. Для вертикальных швов принимают производительность сварщика примерно 75% от нижних швов и для потолочных 50%. Для нижних швов при хороших машинах можно принять в среднем следующие скорости ручной сварки (для швов валиком):

Таблица 35

Размер шва в *мм*	5×5	6×6	8×8	10×10	12×12
Скорость сварки в *м/час* .	4,5	3,5	2	1,4	1,0

При работе электродами диаметром 5 *мм* можно принять в среднем, что один сварщик может наплавить 0,7—0,75 *кг* металла в час, а при электродах диаметром 6 *мм* 0,8—0,9 *кг* в час. Этот метод исчисления применяется при стыковых швах.

За нормальную длину электродов принято считать длину в 400—450 *мм*. На огарки и разбрызгивание следует считать 25% от количества наплавленного металла.



Фиг. 205.

При наложении очень длинных швов, как например в сварных двутавровых балках, производительность можно принять на 10—20% больше указанной в таблице. При работе полуавтоматами производительность повышается в среднем на 10—15%. При сварке изделий на автоматах можно принять производительность одной сварочной головки в 2,5—3 раза больше, чем при ручной сварке.

При исчислении указанной производительности учтено время на смену электродов, отдых и закрепление деталей на месте. Если швы требуется подготовить механическим или автогенным способом, это должно быть учтено особо.

Вполне понятно, что приведенные выше данные являются только ориентировочными для предварительных подсчетов. Фактические же нормы могут быть установлены, только зная точно характер конструкций и метод организации работ в цехе.

Для определения количества наплавленного в шве металла необходимо исходить из поперечного сечения шва. Для стыковых швов рассмотрим два случая: 1) когда угол скоса равен 90° и 2) когда угол скоса равен 60°.

Утолщение шва принимаем равным 25% от толщины a свариваемых частей и считаем, что кривая BC является параболой, зазор же принимаем равным $0{,}25a$.

Площадь поперечного сечения шва для угла скоса в 90° определится тогда по фиг. 205, а именно:

$$F = 2\frac{a \cdot a}{2} + \frac{2}{3}2{,}25a \cdot 0{,}25a + a \cdot 0{,}25a = 1{,}625a^2.$$

Вес наплавленного металла на 1 *м* шва, выраженный в *кг*, определится по формуле:

$$q = F \cdot 100 \cdot 0{,}0078 = 1{,}625a^2 \cdot 0{,}78 = 1{,}27a^2 \approx 1{,}3a^2 \ кг.$$

Для стыковых швов с углом скоса в 60° будем иметь:

$$F_1 = 2\,\frac{a\cdot a}{2}\,\mathrm{tg}\,30^\circ + \frac{2}{3}\,(2a\,\mathrm{tg}\,30^\circ + 0{,}25a)\,0{,}25a + 0{,}25a\cdot a =$$

$$= 0{,}58a^2 + 0{,}24a^2 + 0{,}25a^2 = 1{,}07a^2 \approx 1{,}1a^2,$$

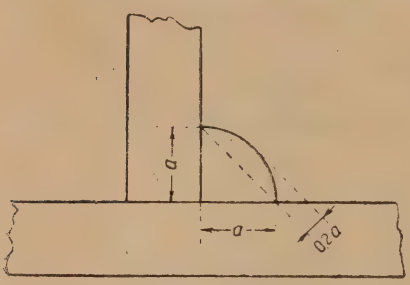
а вес наплавленного металла:

$$G = F\cdot 100\cdot 0{,}0078 = 1{,}1a^2\cdot 0{,}78 = 0{,}86a^2\ кг.$$

На основе этих формул составлена таблица для определения веса наплавленного металла на 1 *пог. м* шва при различных толщинах листов и угла скоса в 90 и 60°.

Таблица 36

Толщина материала a в *см*	0,6	0,8	1	1,2	1,5	1,8	2,0
Вес наплавленного металла в *кг* на 1 *пог. м* шва при угле скоса 90°	0,47	0,83	1,3	1,87	2,9	4.2	5,2
То же при угле скоса 60° . . .	0,31	0,55	0,86	1,25	1,95	2,8	3,4



Фиг. 206.

Для швов валиком (фиг. 206) утолщение в нормальных швах принимаем равным $0{,}20a$; тогда, аналогично предыдущему, определяем площадь поперечного сечения шва.

$$F = \frac{a\cdot a}{2} + \frac{2}{3}\cdot 1{,}41a\cdot 0{,}2a = \frac{a^2}{2} + 0{,}19a^2 = 0{,}69a^2,$$

а вес 1 *пог. м* шва:

$$G = F\cdot 100\cdot 0{,}0078 = 0{,}69a^2\cdot 0{,}78 = 0{,}54a^2\ кг.$$

Исходя из этого значения для G, составлена табл. 37 для определения веса наплавленного металла на 1 *пог. м* шва при сварке валиком для различных размеров швов.

Таблица 37

Размер шва a в *см*	0,5	0,6	0,8	1	1,2	1,5
Вес наплавленного металла G в *кг*	0,14	0,2	0,35	0,54	0,8	1,25

Эти данные основаны на теоретическом подсчете и на практике несомненно будут иметь несколько иные значения. При правильной подготовке швов и нормальном их выполнении эти отклонения будут не больше 10%.

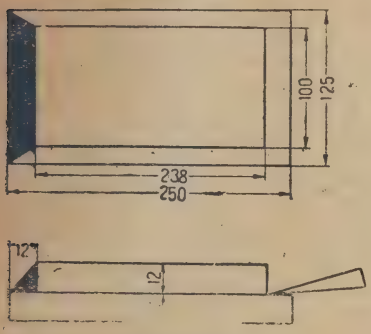
XIV. Испытание сварщиков

Выше уже было указано, что во всех странах мира придают очень большое значение квалификации сварщика. В отличие от других профессий, сварщики подвергаются испытанию не только при поступлении на работу, но и периодически во время работы на данном предприятии. Сроки испытания не регламентированы, но в среднем можно их принять в три месяца. Порядок испытания тоже еще не нормализован. Ниже приведены методы испытания сварщиков в Америке и Европе.

1. Испытание сварщиков в Америке

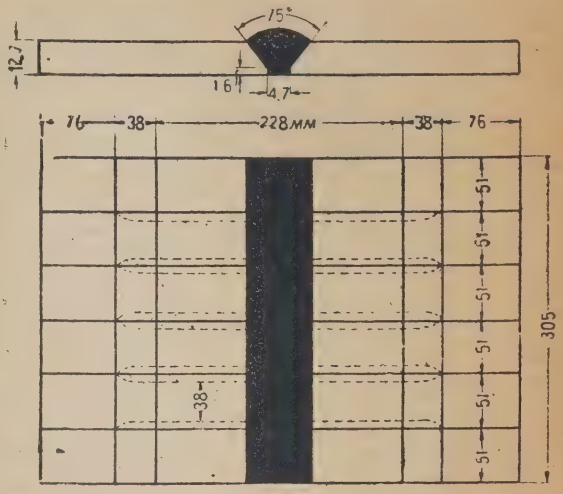
(методы не регламентированы)

Сварщик сваривает сначала два образца (фиг. 207), которые должны показать качество провара при наложении швов валиком без усиления (утолщения). Особенное внимание обращается на проварку вершины шва и на равномерный провар горизонтальной и вертикальной стенки шва. Свариваемые образцы во время сварки занимают горизонтальное положение, причем оба листа сжимаются зажимом. Шов проваривается в два слоя электродом диаметром 5 *мм* при силе



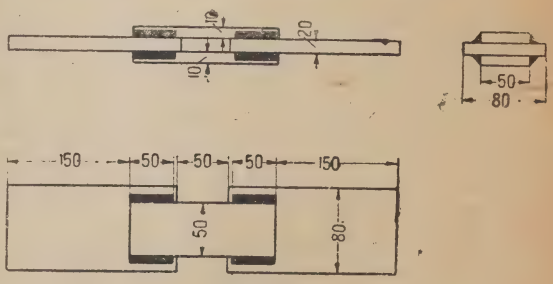
Фиг. 207.

тока около 200 А. По окончании сварки зажим снимается и между свободными концами листов вгоняется клин до излома шва. Оценка качества шва производится внешним осмотром излома невооруженным глазом. Если сваренные образцы признаны удовлетворительными, то сварщику дается следующая проба, состоящая в сварке листов встык (фиг. 208). Сварщик приготовляет 5 образцов, из которых три свариваются нижним швом, т. е. при горизонтальном положении свариваемых листов, и два вертикальным швом.



Фиг. 208.

Поперечное сечение шва и отдельные размеры свариваемых листов показаны на фигуре. Провар в вершине шва должен быть 100%. Усиление шва делается равным 20% от толщины свариваемых листов. Сварка производится голым электродом ⌀ 5 *мм* при силе тока около 200 А для нижних швов и в 175 А для вертикальных швов. Перед началом сварки концы свариваемых листов скрепляются схватками (короткими швами). Швы выполняются в два прохода. Сваренные образцы подвергаются строжке или фрезеровке, чтобы сравнять толщину шва с основным металлом. Затем каждый сваренный образец разрезается на 6 частей (как это показано на фигуре), крайние полоски отбрасываются, а из средних четырех изготовляются стандартные образцы для испытания на разрыв. Разрезка сваренных образцов на полоски может производиться либо механическим путем, либо автогенным способом. При испытании на разрыв в среднем должно быть получено временное сопротивление не менее 45 000 английских фунтов на 1 кв. дюйм, или около 22 *кг/мм*^{2}, причем ни один образец не должен иметь временного сопротивления ниже 40 000 английских фунтов на 1 кв. дюйм, или 28 *кг/мм*^{2}. На некоторых предприятиях сварщикам дается еще проба на сварку швов валиком (фиг. 209).



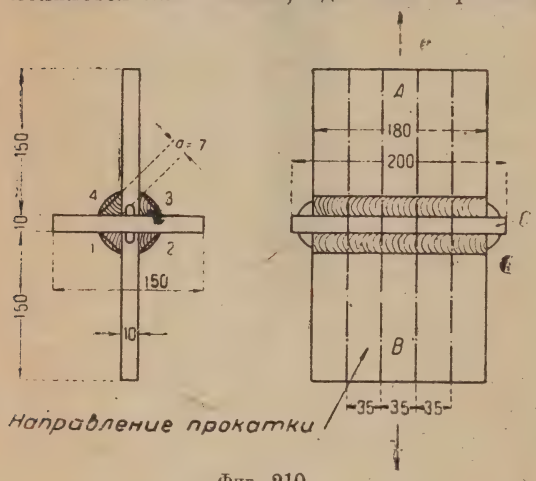
Фиг. 209.

Каждый сварщик должен сварить три таких образца электродом ∅ 5 *мм* при силе тока 175—200 А. Все швы выполняются в нижнем положении. Образцы испытываются на разрыв, с тем чтобы определить прочность фланговых швов на срез. Образцы сконструированы так, что разрыв произойдет обязательно в швах. Временное сопротивление на срез для всех образцов должно быть в среднем не менее 44 000 английских фунтов на 1 кв. дюйм, или 30,75 *кг/мм*² и ни одного образца не должно быть ниже 33 000 английских фунтов на 1 кв. дюйм, или 26,75 *кг/мм*². Помимо прочности, излом Образца осматривается для установления качества провара, плотности наварного металла и наличия разных посторонних включений.

2. Испытания сварщиков в Германии

Метод испытания сварщиков, допускаемых к сварке металлоконструкций, предусмотрен опубликованным официальным регламентом и состоит в следующем.

Сварщик сваривает образец (фиг. 210), состоящий из двух листов *A* и *B*, приваренных швами 1, 2, 3, 4 к листу *C*. Из указанных четырех швов один выполняется как нижний, один как горизонтальный и два как вертикальные. Высота шва *a* делается равной 0,6 толщины свариваемых листов. Листы *A* и *B* привариваются к листу *C* так, чтобы направление прокатки в них было бы перпендикулярно к наложенным швам. Листы *A* и *B* берутся по ширине на 20 *мм* меньше длины листа *C*, чтобы до наложения швов можно было бы схватками соединить все три листа. Все остальные размеры показаны на чертеже. После сварки из середины образца вырезаются холодным способом три крестообразных купона шириной 35 *мм*, как это показано на фигуре (крайние полоски отбрасываются). Полученные таким образом образцы испытываются на разрыв и должны дать в среднем временное сопротивление не ниже 30 *кг/мм*². Временное сопротивление определяется по формуле



Фиг. 210.

$$\sigma = \frac{P}{F};$$

где: $F = a + l$,

$$a = 0{,}6s,$$

l = длина шва = 3,5 *мм* × 2 = 70 *мм*.

XV. Выдержки из американского регламента по применению сварки в металлоконструкциях

1. Автогенная сварка (электрическая и газовая) может быть применена при изготовлении металлоконструкций вместо клепки или болтов и в комбинации с ними.

2. Автогенная резка может быть применена вместо механической резки ножницами или пилой при заготовке частей металлоконструкций при условии:

а) резчики должны быть квалифицированные;

б) рез должен быть чистым и гладким по контуру;

в) место реза перед сваркой должно быть тщательно очищено от окалины и шлаков;

г) автогенная резка не допускается там, где по условиям строительного кодекса требуются фрезерованные поверхности;

д) автогенная резка не допускается в частях, находящихся под нагрузкой, но это не распространяется на те случаи, когда требуется исправить небольшие ошибки и отрезка частей металла не уменьшает требуемой прочности детали;

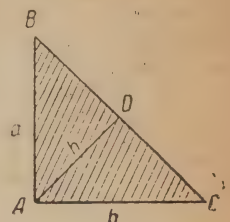
е) не допускается вырезка автогенным способом отверстий в частях, для которых это не было предусмотрено в проекте.

3. Расчетным размером шва является его наименьший размер, а именно при швах встык наименьшая толщина из двух соединяемых частей. Утолщение шва в расчет не принимается. В швах валиком — высота AD, опущенная из вершины угла сечения шва (фиг. 211) на гипотенузу BC.

4. Расчетным сечением шва считается произведение из наименьшего размера шва на длину последнего, причем длина кратеров в расчет не принимается.

5. При расчете сварных соединений следует исходить из следующих допускаемых напряжений:

а) на срез в критическом сечении 800 *кг/см*^{2},
б) на растяжение » » 920 *кг/см*^{2},
в) на сжатие » » 1 060 *кг/см*^{2}.



Фиг. 211.

Наибольшее напряжение в волокнах шва при работе на изгиб не должно превосходить соответственно допускаемого на растяжение или сжатие.

6. При конструировании сварных соединений должно быть обращено особенное внимание на то, чтобы избежать изгибающих напряжений от эксцентричного расположения соединяемых элементов.

7. При определении площади сечения поясов f в сварных двутавровых балках можно пользоваться формулой

$$f=\frac{M_b}{K_z h}-\frac{S_h}{b},$$

где M — изгибающий момент в *кг/см*,
K_z — допускаемое напряжение на растяжение в *кг см*^{2},
h — высота вертикальной стенки в *см*,
δ — толщина » » в *см*.

8. Можно применять сварные соединения для образования неразрезных балок при условии, что эти соединения рассчитаны на все действующие в данном соединении усилия. Соединения в концах балок, свободно лежащих на опорах, должны быть таковы, чтобы избежать дополнительных напряжений от изгиба.

9. При изготовлении сварных колонн можно применить швы (валиком) непрерывные и прерывистые, причем в последнем случае у концов колонны швы должны быть по длине не менее наименьшей ширины колонны. Промежуточные швы должны быть не короче 4 *см*, а расстояние между ними не более 10 *см*. Вообще размер швов, длина последних и расстояние между ними должны быть таковы, чтобы колонна была не менее прочна, чем это предусмотрено американским регламентом для клепаных колонн.

10. Швы для приварки стержней в решетчатых колоннах или соединительных листов в колоннах с несколькими ветвями должны быть рассчитаны так, чтобы соединение было не менее прочным, чем предусмотренное для клепаных конструкций.

11. При соединении встык частей с толщиной более 6,35 *мм* необходимо скашивать кромки соединяемых частей. При V-образном соединении угол скоса должен быть не менее 60° между соединяемыми частями, а при X-образном шве не менее 90°.

12. Между прилегающими кромками в вершине стыкового шва должен быть оставлен зазор, а именно:

а) при дуговой электросварке этот зазор равен примерно 4—5 *мм*,
б) при газовой сварке оставляется зазор в 1,5 *мм* для толщин до 12,5 *мм*, в 3 *мм* для толщин от 12,5 до 25 *мм* и в 5 *мм* для толщин свыше 25 *мм*.

13. Все швы встык должны быть усилены, причем для V-образных швов усиление должно быть равно 20% от толщин соединяемых частей, а для X-образных швов равно 12,5 % с каждой стороны.

14. Соединяемые поверхности должны быть свободны от окалины, ржавчины, краски и тому подобных загрязнений. Допускается только покрытие подлежащих сварке мест тонким слоем олифы.

15. При сварке конструкций из отдельных элементов последние во время сварки должны быть закреплены при помощи достаточного количества зажимов (струбцинок), чтобы взаимное их расположение отвечало запроектированному.

16. В качестве электродов и сварочной проволоки при сварке металлоконструкций применяется тянутая мартеновская проволока след. химического состава:

Таблица 38

Элемент	Для газовой сварки	Для дуговой электросварки
Углерод	не свыше 0,06%	0,13—0,18%
Марганец	» » 0,15%	0,40—0,60%
Фосфор	» » 0,04%	не свыше 0,04%
Сера	» » 0,04%	» » 0,04%
Кремний	» » 0,08%	» » 0,06%

Примечание. Пудлинговое железо не допускается.

Поверхность электродов или сварочной проволоки должна быть гладкой и чистой от окалины, ржавчины, масла, жира и тому подобных загрязнений.

17. Для сварки металлоконструкций при применении голых или легко обмазанных электродов следует для различных размеров швов валиком пользоваться следующими размерами электродов и силой тока.

Таблица 39

Размер шва *мм*	Диаметр электродов в *мм*	Сила тока в А
6,35 × 6,35	4	160—180
	5	180—225
9,5 × 9,5	4	160—180
	5	180—225
12,7 × 12,7	4	160—180
	5	180—225
16 × 16	4	160—180
	5	180—225
19 × 19	4	160—180
	5	180—225

Примечание. Швы размерами 6,35 и 9,5 *мм* выполняются в один проход, швы 12,7 и 16 *мм*—в два прохода, а швы 19 *мм*—в три прохода (слоя).

18. При наложении швов в несколько слоев следует первый слой наложить прямым поступательным движением электрода вдоль шва, а последующие слои накладываются качательным поперечным движением электрода вдоль шва (зигзагообразно или в виде буквы *S*). Первый проход делается электродом меньшего диаметра для лучшего провара вершины шва. Перед наложением следующих слоев предыдущие тщательно очищаются стальной щеткой или зубилом. Поверхность шва должна быть гладкой, а по форме шов должен соответствовать нормально установленному контуру (правильность выполнения проверяется шаблоном).

XVI. Американский проект правил по применению сварки в мостостроении

(составлен инж. Фиш)

1. Эти правила относятся к конструкциям и выполнению электросварных соединений в старых и новых стационарных или подвижных (поворотных) мостах, изготовленных из строительной стали со средним содержанием углерода или из сварочного железа.

2. Правила предполагают применение постоянного тока для электродуговой сварки.

3. Сварочные машины должны состоять из сварочных генераторов, изготовленных хорошо зарекомендовавшей себя фирмой в области дуговой электросварки. Сварочный генератор работает от электро-или газомотора с правильно регулируемой скоростью и должен иметь соответствующий регулятор для установки требуемой силы тока и автоматическое приспособление для поддержания в дуге постоянного тока данной силы и напряжения.

4. Сварочные электроды должны быть из мартеновской стали, однородной структуры с равномерным распределением составляющих элементов и с поверхностью, свободной от окислов, каналов и свищей. Электроды должны давать гладкие круглые и массивные шарики при испытании на плавкость ацетиленовой горелкой и в работе должны показать хорошую свариваемость, без разбрызгивания, во всех положениях. Химический состав электродов должен отвечать нижеследующему анализу и не давать заметных колебаний в составе: углерод — не выше 0,18%, марганец — не выше 0,60%, фосфор и сера — не выше 0,04% (каждый элемент в отдельности), кремний — не выше 0,08%.

Допустимые размеры электродов: 3 *мм*; 4 *мм*; 5 *мм* и 6 *мм* в диаметре; максимальные отклонения от номинальных размеров: плюс — минус 3%.

5. Сила тока в дуге:

при электродах	∅ 3 *мм*	. . . . .	90—115 А
» «	∅ 4 »	. . . . .	140—175 »
» »	∅ 5 »	. . . . .	175—225 »
» «	∅ 6 »	. . . . .	300—375 »

Напряжение в дуге должно приблизительно равняться 20 V.

6. Поверхность, подлежащая сварке, должна быть чистой и свободной от краски, масла, окалины и ржавчины. Тонкий слой льняного масла без пигмента допускается. Перед сваркой необходимо с поверхностей реза удалять шлак, получаемый при газовой резке.

7. Длина сварочной дуги должна быть наименьшая, с какой может оперировать сварщик, и ни в коем случае не должна превышать диаметра электрода.

8. Провар (глубина плавления в основном металле) должен быть достаточным, чтобы обеспечить полное и непрерывное сплавление металла электрода с основным металлом.

9. Размеры электрода, сила тока и скорость сварки должны находиться в таком соотношении с толщиной и расположением частей основного металла, чтобы избежать чрезмерного нагревания основного металла.

Сварщики

10. Сварщиков нужно подбирать из людей, хорошо обученных электросварке, опытных в сварных конструкциях и умеющих делать одинаково надежные швы встык и валиком в горизонтальном и вертикальном положении. Если нет положительной уверенности в том, что сварщики имеют требуемую квалификацию, нужно дать им пробные работы в присутствии руководителя, могущего судить об их квалификации. Сварщики должны изготовить образцы для испытания стыкового шва по предписаниям Американского сварочного общества, и эти образцы должны быть испытаны на разрыв, выдерживая в среднем усилие, не меньшее 45 000 английских фунтов на 1 кв. дюйм, т. е. 31,5 *кг/мм*^{2}, и минимальное в 40 000 английских фунтов на 1 кв. дюйм, т. е. 28 *кг/мм*^{2}. Если требуется потолочная сварка, то она должна быть выполнена только теми сварщиками, которые по своей квалификации в состоянии выполнить ее безукоризненно.

Осмотр

11. Каждый слой каждого шва должен быть подвергнут осмотру для выяснения качества, и каждое сваренное соединение необходимо обследовать для согласования с чертежами.

12. Инспектора должны набираться из людей, имеющих опыт и высокую квалификацию по надзору за электросварочными работами требующими безусловной надежности. Они должны уметь читать и объяснять детальные чертежи. Один факт занятия в прошлом аналогичной должности, не может быть достаточным основанием, чтобы доверить инспектору окончательную приемку швов; он должен представить свидетельство, устанавливающее его умение отличать плотные швы от неплотных.

13. Многослойные швы должны последовательно проверяться слой за слоем по мере их изготовления; если не удается проверить внутренние слои какого-либо многослойного шва до того, как наложены покрывающие слои, то инспектор может по своему усмотрению проверить внутренние слои, делая вырезки в сомнительных местах.

14. Каждый шов должен быть проверен в отношении ровности своей поверхности. Необходимо следить за хорошим проваром (уметь отличать неровные края от нахлестки), за отсутствием шлака и изменением цвета, характерным для сожженного металла, за плотностью, которая указывается отсутствием пор на поверхности, и за выполнением требуемых размеров.

15. Инспектора должны вести систематическую запись всех швов, чтобы обеспечить не только своевременное исправление и предупреждение всех ошибок, но также и строгое выполнение всех швов в соответствии с чертежами как в отношении поперечного сечения, так и полной длины швов. Инспектора должны докладывать инженеру о всех случаях, когда швы получаются значительно длиннее или толще, чем требуется, так как лишние отложения заполняющего шов металла могут иногда представлять опасность.

16. Инспектора должны по мере надобности освещать шов вспышкой магния, чтобы видеть его вполне отчетливо. В случае невозможности тщательно осмотреть шов, необходимо сообщать об этом инженеру, который должен позаботиться о создании инспектору нужных условий для осмотра шва или распорядиться о дополнительной сварке в более подходящем месте.

17. Все швы или части швов, оказавшиеся неудовлетворительными, должны быть сняты резаком или зубилом и заменены новыми.

Автогенная резка

18. Во всех случаях, когда приходится обрезать части моста, соединительные звенья или укрепляющие материалы для подготовки к сварке, можно пользоваться газовой резкой за исключением тех, когда спецификации особо требуют, чтобы резка производилась на станках механическим путем.

19. Прежде чем производить какую-либо резку, не оговоренную специально в чертежах, нужно докладывать об этом инженеру. Всякие работы на месте постройки, как резка старых частей, соединений, заклепок и т. п., должны производиться исключительно под непосредственным наблюдением мастера, а в случае отсутствия определенного указания в чертеже необходимо заявлять инженеру.

20. При пользовании резаком надо соблюдать осторожность, чтобы избежать резки или повреждения смежных участков металла, не подлежащего резке, и избегать порчи металла вдоль наружной кромки реза.

Соединительные части

21. Элементы соединений (фасонки, стержни, уголки, швеллеры и т. п.), употребляемые для образования соединений между элементами моста, должны быть сконструированы так, чтобы передавать вычисленное напряжение, не превышая рабочих напряжений, допускаемых для элементов моста.

Номинальные напряжения

22. Соединения для связей, конструкция которых не определяется рассчетами все же, должны быть соразмерены так, чтобы дать максимальную прочность элементов.

Составные элементы

23. Швы, связывающие отдельные части составных элементов, должны быть рассчитаны на соответственно передаваемое напряжение, но свободные участки между швами, расположенными в ряд и между рядами швов не должны быть больше соответствующих пространств, допустимых для заклепок, если бы таковые были применены для той же цели.

24. Поясные листы ферм и балок из листового железа должны быть по крайней мере на один дюйм шире или уже поясов и должны соединяться с поясами швами валиком по обоим краям (и швами впрорезь, если это желательно или необходимо), расположенными так, чтобы пропорциональную часть напряжения пояса, приходящуюся на поясной лист, распространить на расстояние максимум в 40 раз большее толщины поясного листа от каждого конца и не большее, чем расстояние до ближайшего поясного листа, если такой имеется. Поясные листы, у которых отношение ширины к толщине больше 30, должны быть соединены с поясом по крайней мере одним рядом швов впрорезь, кроме двух рядов швов валиком. Предел отношения ширины листа к толщине его должен быть 30.

Расположение швов

25. Швы валиком нельзя располагать изолированно; в каждом соединении, где они встречаются, они должны быть расположены в группы по 2 или более таким образом, чтобы предупредить появление изгибающих моментов в отдельных швах около их продольных осей и неопределенных скручивающих моментов, как следствие эксцентричности.

26. Для промежутков между параллельными швами впрорезь не имеется указания, предписывающего какой-либо твердый минимум, но основной металл прорезанной части между швами должен иметь достаточную площадь сечения, чтобы выдерживать напряжения, передаваемые швами.

Формы и применение швов

27. Можно употреблять следующие формы швов:

а) стыковые швы с односторонним и двусторонним скосом; их необходимо обозначать по наименьшему сечению, типу и длине (например 12,5 *мм*, стыковой шов $\times$ 100 *мм* длины).

б) Швы валиком Согласно преобладающему способу эти швы должны обозначаться по размеру стороны, прилегающей к основному металлу треугольного сечения и по длине (например 10 *мм*, шов валиком 150 *мм* длины).

в) Швы впрорезь. Они должны обозначаться по размеру наименьшего сечения, глубине и длине (например 19 $\times$ 12,5 *мм*, шов впрорезь 300 *мм* длины).

28. Наименьшая разрешаемая длина шва 40 *мм*. Минимальный размер для швов валиком—6 *мм* (размер наименьшего сечения 4,6 *мм*). Максимальный размер швов валиком (сторона прилегающая к основному металлу) должен равняться удвоенной толщине более тонкой части основного металла.

29. При конструировании швов необходимо соблюдать ограничения, указанные в §§ 27—28 включительно.

Библиография

1. Welding Steel Structures by Andrew Vogel.
2. Design of Joints for Welded Steel Structures by Andrew Vogel.
3. Welding Trusses for Industrial Buildings by Andrew Vogel.
4. Estimated Costs of Structural Steel Welding by G. E. Fish.
5. Battledeck Floor Construction. American Institute of Steel Construction Bull. No. 3.
6. Code for Fusion Welding in Building Construction. American Welding Society. 1930.
7. The microstructure of electric Arc Welds in Sructure Steel by U. L. Publow and F. E. Reynolds.
8. Arc Welding. Lincoln. Prize Papers.
9. Electric Arc Welding of Structural Steel by Bissel A. G.
10. Structural Steel Joints by Candy A. M.
11. Welding in the Structural Field by Edwards.

} J. A. W. S. 1926.

12. The Arc Welding of Structural Steel Westinghouse Electric and Manufacturing Co.
13. Wege zur Festigkeit von Lichtbogengeschweissten Verbindungen. Dr.-Ing. Karl Haas. Siemens-Schuckert.
14. Berechnung, bauliche Durchbildung und Ausführung geschweisster Eisenbahnbrücken Dr.-Ing. O. Kommeral.
15. Arc Welding of Structural Steel. General Electric Company.
16. Major of an Arc Welded Specification by Frank P. Mc. Kibben.
17. Arc Welded Steel Building at West Philadelphia Works of the [G. E. Company by Frank P. Mc. Kibben.
18. Welding and Industrial Building by Andrew Vogel.
19. Handbuch für die Ausführung geschweisster Stahlbauten. Arcos.
20. A New Arc Welded Building G. U. Danforth.
21. Structural Steel Welding Joseph Matte.
22. Test of a Welded Girder. H. L. Whittemore.

} J. A. W. S. 1927.

23. Structural Arc Weld Tests. B. M. Shimkin.
24. American Bureau of Welding Report.
25. Structural Steel Welding on Buildings and Bridges. G. D. Fish.
26. Present Status of Structural Steel Welding F. P. Mc. Kibben.
27. A Study in Welded Plate Girders F. P. Mc. Kibben

} J. A. W. S. 1928.

28. Stress strain characterictics for Welded Joints J. U. Smith.
29. Structural Steel Welding Committee Test Report.
30. Hospital addition Erected Silently A. F. Davis
31. Large building completely oxyacetylene welded. U. H. Moss.
32. Weld Test of Heavy Column Joints
33. Structural Welding of large Girders. A. W. Lewis.

} J, A. W. S. 1929.

34. American methods of Welding Steel Structures by F. P. Mc. Kibben.
35. A Rational method of Welded Connection design by Andrew Vogel.
36. Design and Fabrication of oxyacetylene welded buildings by H. M. Priest.
37. Strengthening Structures and Bridges by Welding by A. G. Leake.

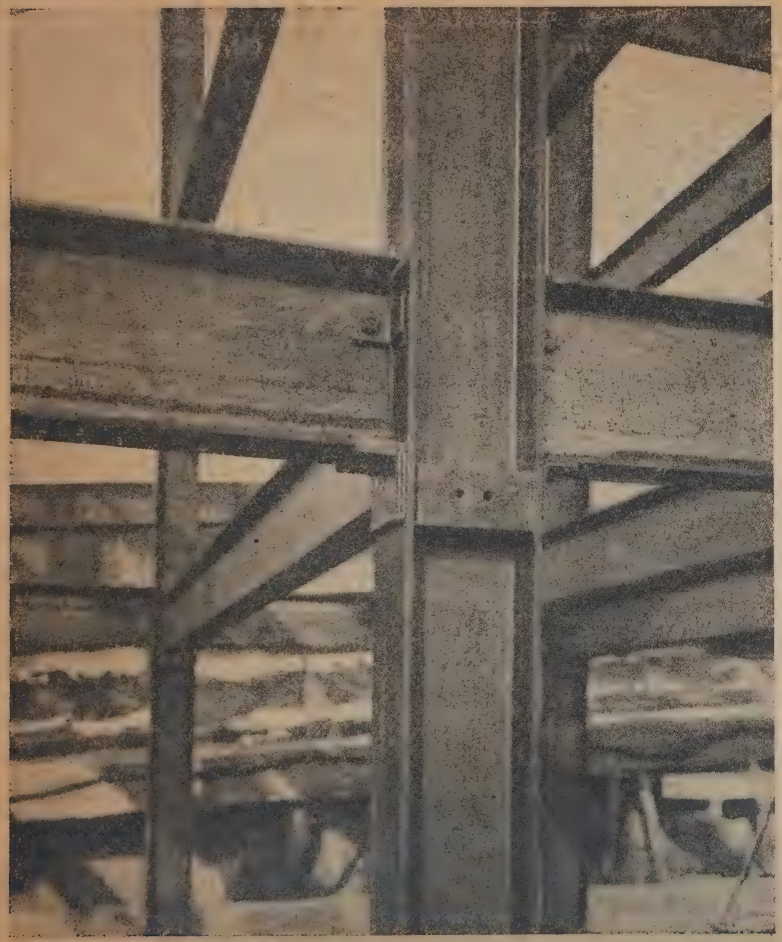
} J. A. W. S. 1930.

38. Engineering News Record за 1928—1931,
39. Bautechnik u. Stahlbau за 1928—1931.
40. Electroschweissung за 1929—1931.

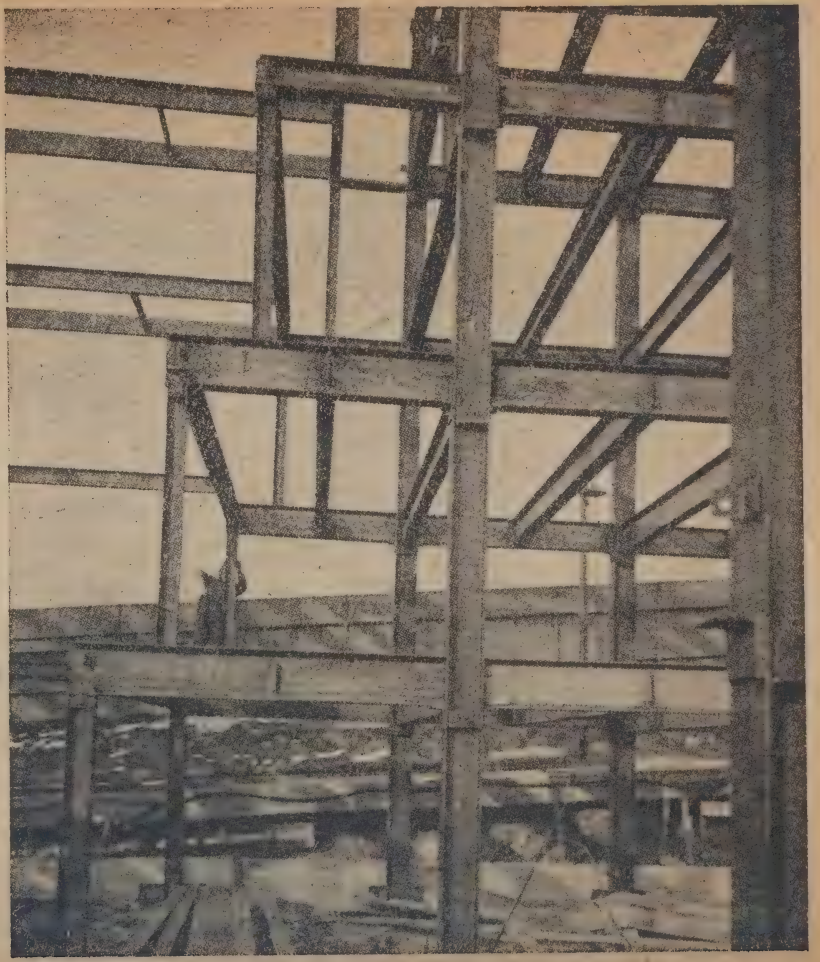
J. A. W. S. = Journal of the American Welding Society.

Фиг. 1. Общий вид строительной фермы.

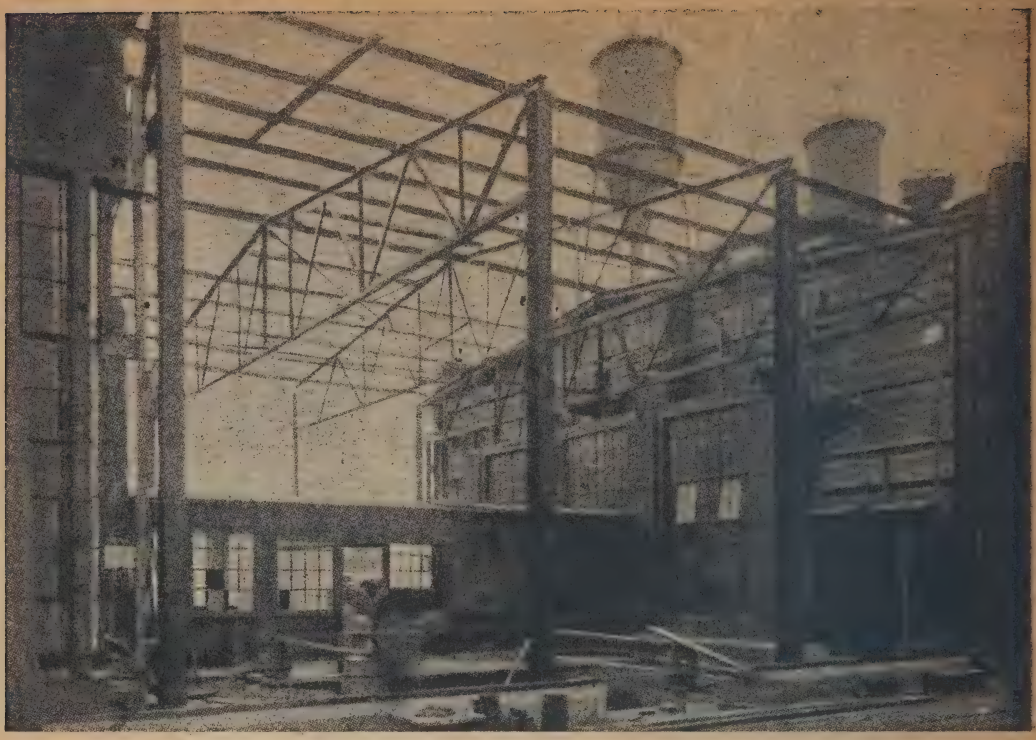
Фиг. 2. Общий вид строительной фермы на подставках



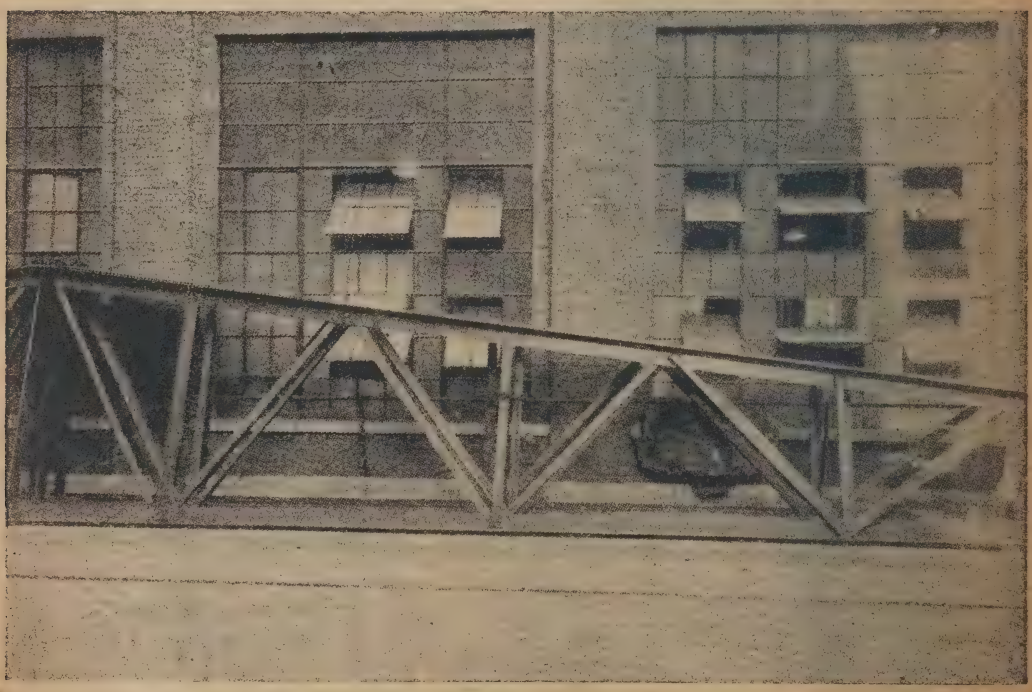
Фиг. 3. Деталь сварного узла



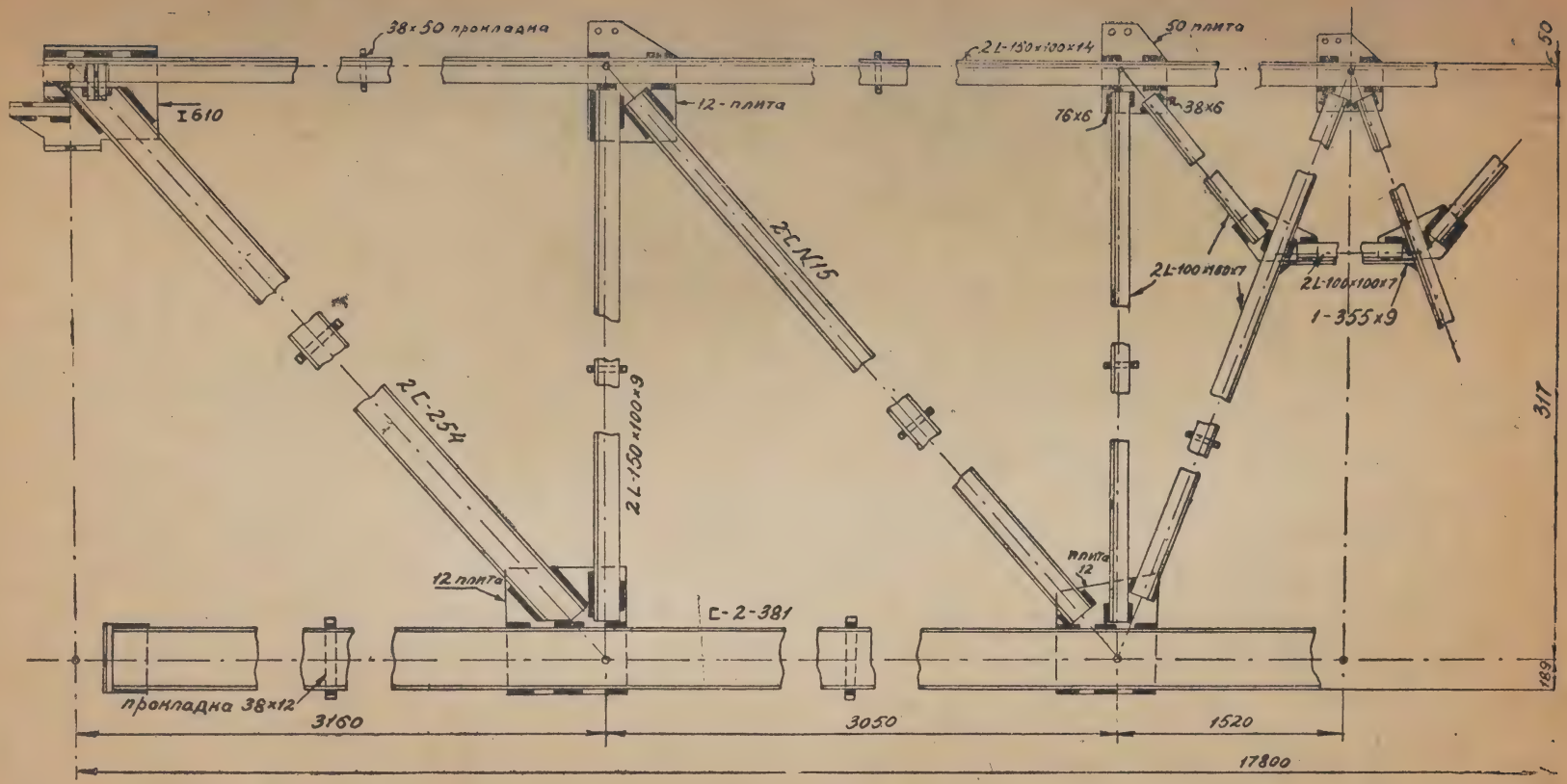
Фиг. 4. Общий вид конструкции



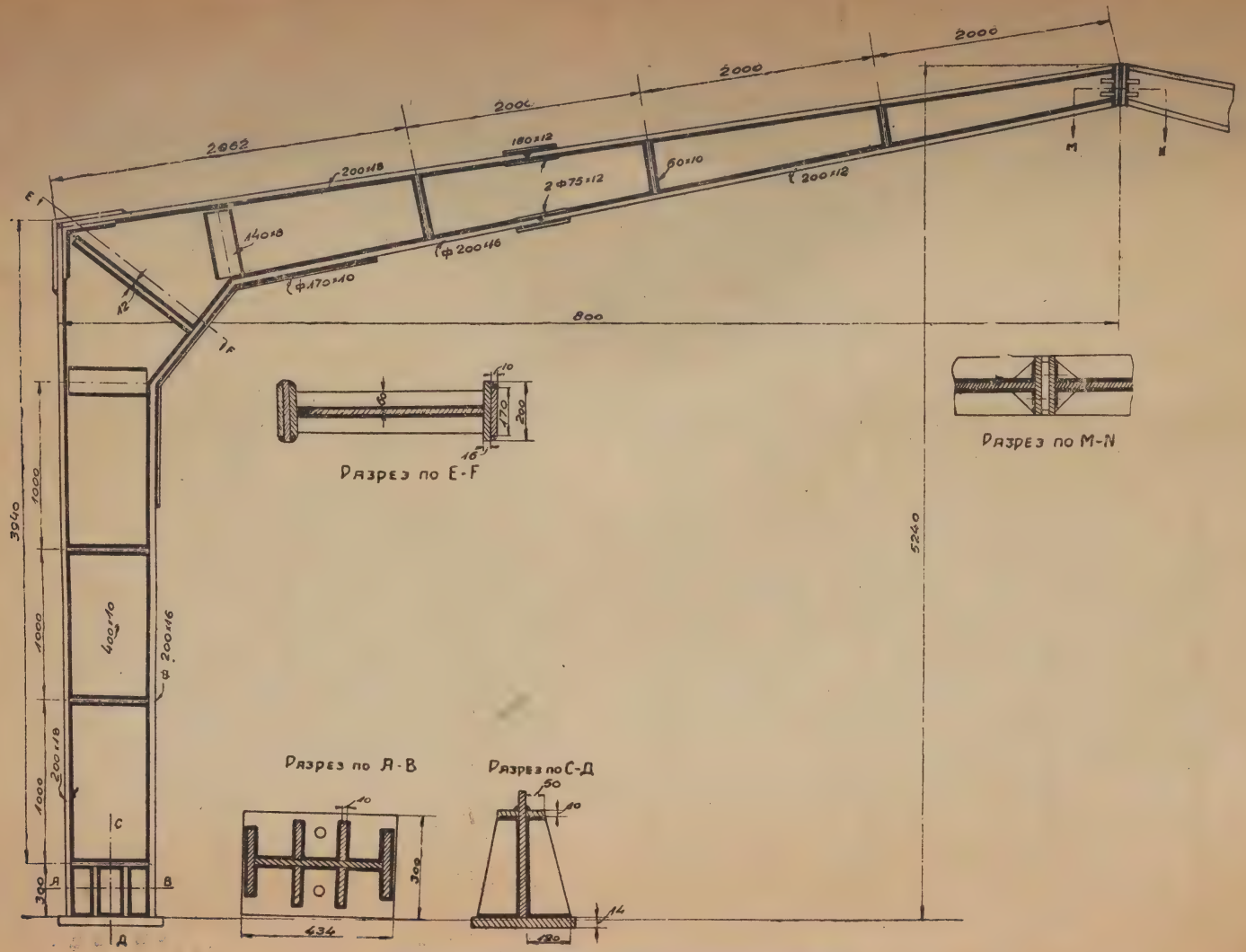
Фиг. 5. Сварная стропильная ферма



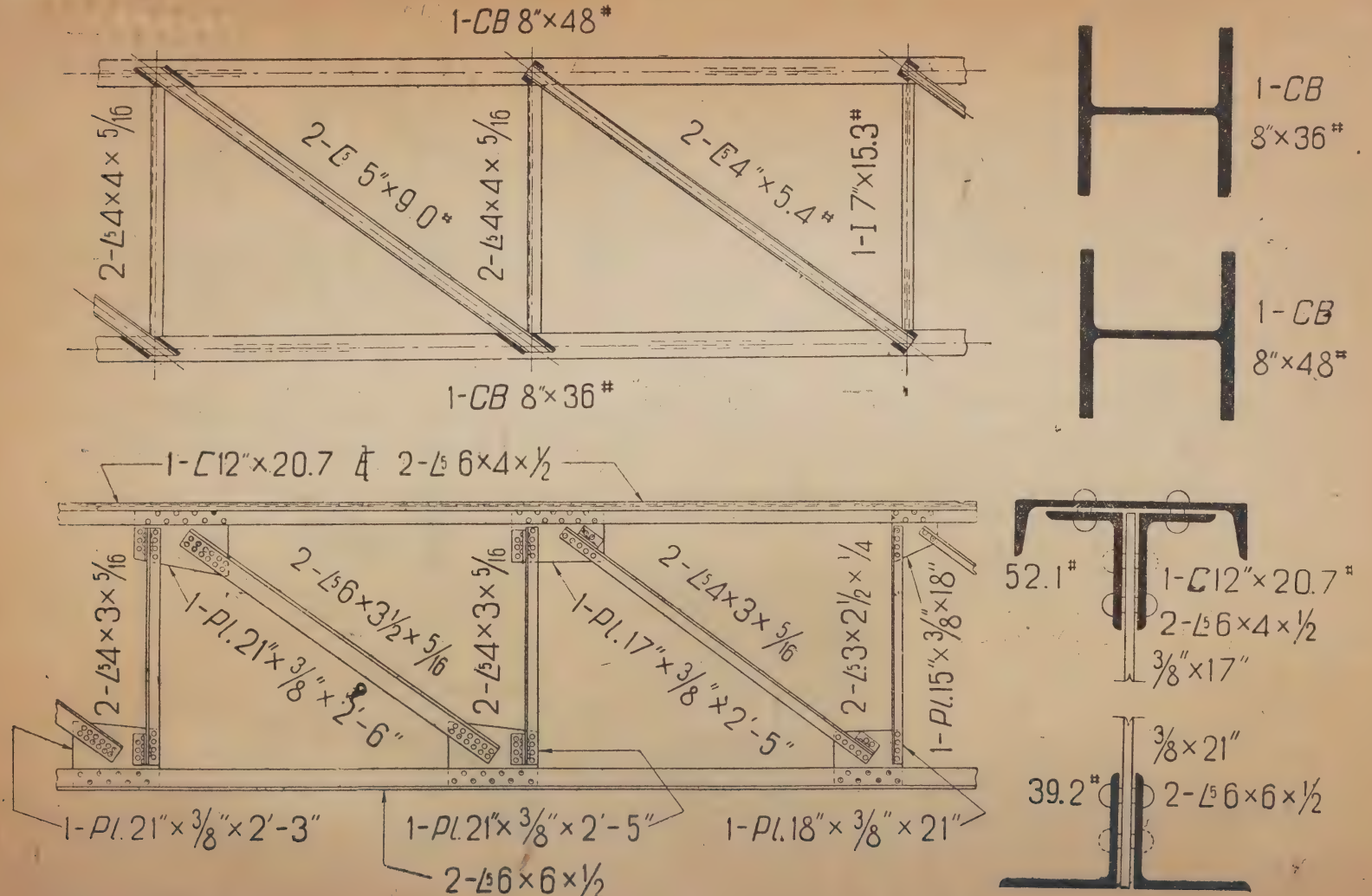
Фиг. 6. Деталь сварной стропильной фермы


38×50 прокладка
I 610
12 - плита
2L-150×100×14
50 плита
76×6
38×6
2L-100×100×7
2L-100×100×7
1-355×9
2C N15
2C-25H
2L-150×100×9
12 плита
С-2-381
плита 12
прокладка 38×12
3160
3050
1520
17800
317
50
189

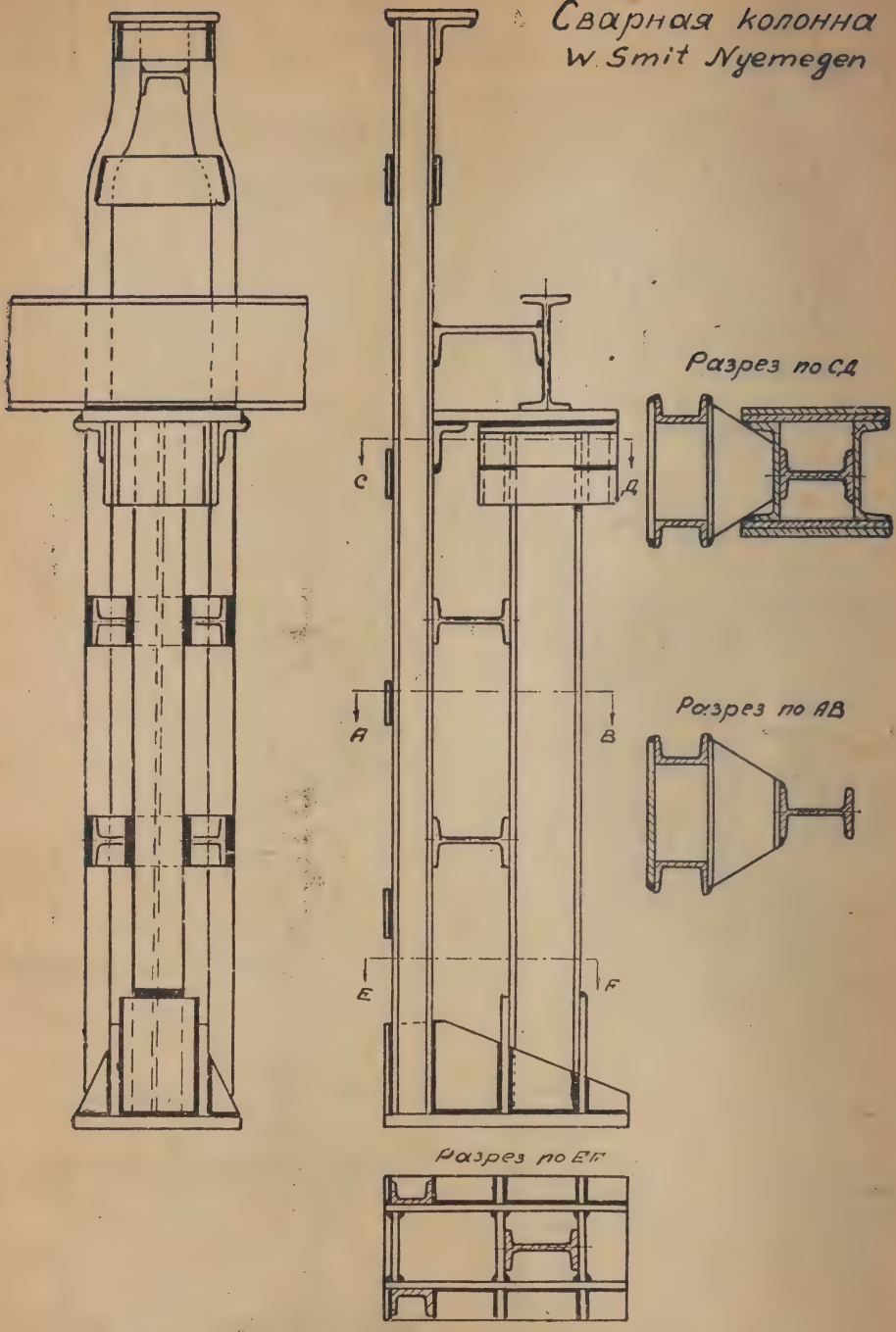
Фиг. 7



Фиг. 8. Сварная рамная конструкция


1-CB 8"×48#
2-L 4×4× 5/16
2-E 5"×9.0#
2-L 4×4× 5/16
2-E 4"×5.4#
1-I 7"×15.3#
1-CB 8"×36#
1-C 12"×20.7#
2-L 6×4×½
2-L 4×3× 5/16
1-Pl. 21"×3/8"×2'-6"
2-L 6×3½×5/16
2-L 4×3× 5/16
1-Pl. 17"×3/8"×2'-5"
2-L 4×3×5/16
2-L 3×2½×¼
1-Pl. 15"×3/8"×18"
1-Pl. 21"×3/8"×2'-3"
1-Pl. 21"×3/8"×2'-5"
1-Pl. 18"×3/8"×21"
2-L 6×6×½
1-CB 8"×36#
1-CB 8"×48#
52.1#
1-C 12"×20.7#
2-L 6×4×½
3/8"×17"
3/8×21"
39.2#
2-L 6×6×½

Фиг. 9



Фиг. 10

THE LIBRARY OF THE
JAN 18 1934
UNIVERSITY OF ILLINOIS

UNIVERSITY OF ILLINOIS-URBANA
3 0112 049986935